



Johanna Martio

Pohjavesitilanteen tarkastelu alikulkusiltapaikoilla

Johanna Martio

Pohjavesitilanteen tarkastelu alikulkusiltapaikoilla

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 13/2011

Liikennevirasto

Helsinki 2011

Kannen kuvat: Johanna Martio

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-635-6

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373

Johanna Martio: Pohjavesitilanteen tarkastelu alikulkusiltapaikoilla. Liikennevirasto, väylätekniikkaosasto. Helsinki 2011. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 13/2011. 101 sivua ja 13 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-635-6.

Avainsanat: pohjavesi, akviferi, vedenläpäisevyys, alikulkusilta, pohjaveden alentaminen, suotovirtaus, virtausmalli, SEEP/W 2007

Tiivistelmä

Tämä diplomityö on tehty VR Track Oy:ssä Vantaan kaupungille ja Liikennevirastolle. Työssä tarkasteltiin rakentamisen vaikutuksia pohjaveteen ratojen alikulkusiltapaikoilla. Alikulkusiltoja rakennettaessa joudutaan yleensä alentamaan pohjavettä työaikaista sekä useimmiten myös pysyvästi. Pohjaveden alentaminen voi aiheuttaa siltakohteen lähiympäristössä monenlaisia ongelmia, kuten rakennusten, radan ja katujen painumista sekä kaivojen kuivumista. Työn tavoitteena on selvittää, mitkä tekijät vaikuttavat alikulkusiltapaikkojen pohjavesitilanteeseen, millä menetelmillä vaikutuksia voidaan tarkastella sekä miten pohjaveden alentumisen haitallisia ympäristövaikutuksia voidaan estää.

Työn kirjallisuusselvityksessä on käyty läpi pohjaveden virtauksiin vaikuttavia asioita ja geohydrologisia tutkimusmenetelmiä. Lisäksi kirjallisuusselvityksessä on käsitelty alikulkuväylien rakentamisen aikaisia ja pysyviä pohjavesivaikutuksia kohteen lähiympäristössä. Työssä on tarkasteltu myös pohjaveden alentamisen suunnittelua koskevia seikkoja, kuten pohjaveden alentamistekniikoita ja alentamisen vaikutusten rajoittamista.

Työssä tarkasteltu esimerkkikohteeksi Valkoisenlähteentien alikulkusilta, sijaitsee pääradalla Vantaalla, Tikkurilassa. Alikulun pysyvä kuivatus toteutettiin teräsbetonisen pohjavesikaukalon avulla. Alikulkusillan rakentamisen aikana jouduttiin alentamaan pohjaveden pintaa enimmillään noin 7 metriä rakentamista edeltäneen tason alapuolelle. Käyttötilanteessa kaukalon kuivatustaso oli suunniteltu 1,5 metriä pohjavedenpinnan alapuolelle. Ympäristön pohjavedenpinnan alenemisen estämiseksi pohjaveden virtaus pyrittiin katkaisemaan alikulkukaivantoa ympäröivällä pysyvällä ponttiseinällä ja injektioinneilla. Näistä toimenpiteistä huolimatta kaivannosta tehty pohjaveden pumppaukset alensivat rakentamisen aikana pohjavedenpintaa suunniteltua enemmän työmaan ympäristössä. Pohjavedenpinnan liiallisen alenemisen johdosta pumpattuja vesiä jouduttiin palauttamaan imeytysrakenteiden kautta takaisin pohjavedeksi. Ponttiseinän sisäpuolelle suotautuvaa ja betonikaukalon kuivatusrakenteilla kerättävää pohjavettä joudutaan käyttöaikana pumppaamaan pysyvästi. Esimerkkikohteen suotovirtauslaskelmat tehtiin 2D-virtausmallilla, joka laadittiin GEO-SLOPE International Ltd:n SEEP/W 2007-ohjelmalla. Esimerkkitapauksessa mallinnettiin rakentamisen aikana tapahtunutta pohjavedenpinnan alentamista ja kaivantoseinien sisäpuolelta pumpattuja kuivatusvesimääriä. Myös alikulkusillan käytönaikaista tilannetta mallinnettiin. Mallinnusten tuloksia verrattiin työnaikana ja alikulkuväylän valmistuttua tehtyjen mittausten tuloksiin.

Johanna Martio: Undersökning av grundvattenläget vid underfartsbroar. Trafikverket, infrastrukturteknik. Helsingfors 2011. Trafikverkets undersökningar och utredningar 13/2011. 101 sidor och 13 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-635-6.

Nyckelord: grundvatten, akvifär, vattengenomsläpplighet, underfartsbro, grundvattensänkning, genomsippring, SEEP/W 2007

Sammanfattning

Det här diplomarbetet har gjorts vid VR Track Oy för Vanda stad och Trafikverket. I arbetet undersöktes hur byggandet av järnvägens underfartsbroar påverkar grundvattnet. Då underfartsbroar byggs är man i allmänhet tvungen att sänka grundvattennivån tillfälligt under arbetsskedet och därefter oftast också permanent. Grundvattensänkning kan orsaka många olika problem i omgivningen kring bron, såsom att byggnader, banan och gator sätter sig och brunnar torkar ut. Målet med arbetet var att reda ut vilka faktorer som påverkar grundvattenläget vid underfartsbroarna, med vilka metoder dessa verkningar kan undersökas samt hur man kan förhindra grundvattensänkningens skadliga miljökonsekvenser.

I referenslitteraturen redogörs för de faktorer som påverkar grundvattenströmningarna och de geohydrologiska forskningsmetoderna. I litteraturen behandlas dessutom grundvattenverkningarna på omgivningen både under underfartsbrons byggnadsskede och permanent. Arbetet har också behandlat planeringen av grundvattensänkningen, såsom olika metoder för grundvattensänkning och hur konsekvenserna av sänkningen kan begränsas.

Exemplet som har undersökts i detta arbete, underfartsbron vid Vitbäcksvägen, finns på stambanan i Dickursby, Vanda. Den permanenta dräneringen av underfarten utfördes med hjälp av ett grundvattentråg av armerad betong. Under underfartsbrons byggnadsskede var man tvungen att sänka grundvattennivån som mest med cirka 7 meter under den tidigare nivån. Det var planerat att trågets dräneringsnivå skulle ligga 1,5 meter under grundvattennivån efter slutfört byggnadsarbete. För att förhindra att grundvattennivån i omgivningen skulle sjunka, försökte man stoppa grundvattenströmningen med en permanent spontvägg och injekteringar som omgav schaktet för underfarten. Trots dessa åtgärder sänkte grundvattenpumpningarna som gjordes ur schaktet under byggandet grundvattennivån mer än planerat i omgivningen runt arbetsplatsen. Med anledning av den allt för stora sänkningen av grundvattennivån var man tvungen att återställa det pumpade vattnet till grundvatten genom perkolationmagasin. Grundvattnet som sipprar till insidan av spontväggen och som ska samlas upp av betongtrågets konstruktioner för dränering måste pumpas permanent också efter att byggnadsarbetet är slutfört. Beräkningarna av genomsippringen på ovan nämnda plats gjordes med en 2D-modell som utformades i GEO-SLOPE International Ltd:s program SEEP/W 2007. I exemplet ovan beskrevs sänkningen av grundvattennivån som skedde under byggandet och mängden dräneringsvatten som pumpades upp från insidan av schaktväggarna med hjälp av modeller. Situationen efter att underfartsbron hade tagits i bruk beskrevs också med modeller. Resultaten av modellerna jämfördes med resultaten av mätningarna som gjordes under arbetsskedet och efter att underfartsbron hade färdigställts.

Johanna Martio: Assessment of the groundwater conditions at underpassa bridge sites. Finnish Transport Agency, Infrastructure Technology. Helsinki 2011. Research reports of the Finnish Transport Agency 13/2011. 101 pages and 13 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-635-6.

Keywords: groundwater, aquifer, hydraulic conductivity, underpass bridge, groundwater lowering, seepage flow, SEEP/W 2007

Summary

This master's thesis has been made at VR Track Ltd for the city of Vantaa and the Finnish Transport Agency. The aim of this study was to examine the effects on the groundwater during and after the construction phase of a railway underpass bridge. Often during and even after the construction of underpass bridges it is necessary to lower the groundwater surface, which can cause several problems in the immediate surroundings of the underpass bridge site, for example settlements of buildings and drying out of wells. The purpose of this study was to analyse the circumstances that influence the groundwater and determine analysis methods of the effects on groundwater caused by construction. It was also of interest how the harmful effects of lowering the groundwater can be prevented.

In the literature survey of the study the matters that affect groundwater flow and how they can be examined have been represented. In addition, the impacts in the immediate surroundings of the construction site have been explained. Procedures related to the planning of the groundwater lowering have also been represented. The various techniques to lower the groundwater and methods for constricting the effects of the lowering have been described.

The case analysed in this thesis is located in the city of Vantaa. The underpass bridge of Valkoisenlähteentie road was built with groundwater trough made of reinforced concrete. During the construction of the underpass bridge the groundwater level was lowered at the most of about 7 metres below the preceding groundwater level. After the completion of the construction work the groundwater level was planned to be maintained 1,5 metres below the preceding level. The water flow was planned to cut off with a permanent sheet-pile wall surrounding the underpass excavation and with grouting. The purpose of these actions was to avoid harmful groundwater drawdown in the surroundings. However, the groundwater pumping carried out during the construction from the underpass excavation has lowered groundwater level within the surrounding area more than was anticipated. Pumping from inside the sheet-pile wall has to be maintained permanently even after the completion of the construction. Due to the excess lowering of the groundwater level the pumped waters have been and still are returned to the ground through artificial recharge structures. The seepage flow calculations in the case study have been done with a 2D-model by using the GEO-SLOPE International Ltd's SEEP/W 2007 programme. The groundwater levels and the pumped discharges were modelled during and after the construction phase. The results of the modelling were compared with the actual measurements.

Esipuhe

Tämän diplomityön on tehnyt tekniikan ylioppilas Johanna Martio VR Track Oy:ssä Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulun Pohjarakennus ja maamekaniikan laboratoriolle. Työn tilaajina ja rahoittajina toimivat Liikennevirasto ja Vantaan kaupunki.

Työn valvojana toimi professori Pauli Vepsäläinen Pohjarakennus ja maamekaniikan laboratorion, ja ohjaajana dipl.ins. Heikki Komulainen VR Track Oy:stä. Lisäksi ohjausryhmään kuuluivat Seppo Hakala VR Track Oy:stä, Matti Holtari Vantaan kaupungilta ja Ville-Pekka Lilja Liikennevirastosta.

Helsingissä maaliskuussa 2011

Liikennevirasto
Väylätekniikkaosasto

Sisällysluettelo

MERKINNÄT	10
1 JOHDANTO	13
1.1 Tutkimuksen tausta	13
1.2 Työn tavoitteet ja rajaus	13
1.3 Työn suoritus	14
2 MAAPERÄ	15
2.1 Maaperän koostumus	15
2.2 Maalajien ominaisuudet	16
2.2.1 Eloperäiset maalajit	16
2.2.2 Hienorakeiset maalajit	16
2.2.3 Karkearakeiset maalajit	16
2.2.4 Moreenimaalajit	17
2.3 Vedenläpäisevyys	18
2.4 Maan anisotrooppisuus ja isotrooppisuus	20
2.5 Varastokerroin ja vedenjohtokyky	20
3 POHJAVESI	23
3.1 Määritelmiä	23
3.2 Vapaa vai paineellinen pohjavesi	23
3.3 Pohjaveden laatu	24
3.4 Pohjavedenpinta ja sen vaihtelut	25
3.5 Huokosvedenpaine	25
3.6 Paine-, asema- ja hydraulinen korkeus	26
4 KALLIOPERÄ JA KALLIOPOHJAVESI	27
5 POHJAVEDEN VIRTaus	29
5.1 Suotovirtaus	29
5.2 Darcyn laki	30
5.3 Suotovirtauksen differentiaaliyhtälö	33
5.4 Virtausverkko	35
6 POHJAVESITILANTEEN TUTKIMINEN	37
6.1 Yleistä	37
6.2 Maaperän tutkiminen	37
6.2.1 Maanäytteenotot	37
6.2.2 Maaperän rakeisuuden tutkiminen	38
6.2.3 CPTU-kairaus ja puristin-heijarikairaus	38
6.2.4 Muut maaperää tutkivat kairaukset	39
6.3 Vedenläpäisevyys, varastokerroin ja vedenjohtokyky	40
6.3.1 Yleistä	40
6.3.2 Koepumppaus	40
6.3.3 Slug-testi	41
6.3.4 Kairanreikämenetelmä	42
6.3.5 Imeytystesti	42
6.3.6 Merkkiainekoe	42
6.3.7 Vedenläpäisevyys laboratoriokokeella	43
6.3.8 Vedenläpäisevyys rakeisuuden perusteella	45

6.4	Pohjaveden tutkiminen	46
6.4.1	Pohjaveden havainnointi	46
6.4.2	Pohjavedenpinta ja pohjavesiputket	47
6.4.3	Huokosvedenpaineen mittaaminen	49
6.5	Kallioperän tutkiminen.....	50
6.5.1	Porakonekairaus.....	50
6.5.2	Vesimenekkipöytä	51
7	ALIKULKUSILLAN RAKENTAMINEN	52
8	YMPÄRISTÖ	53
8.1	Yleistä.....	53
8.2	Rakennetun ympäristön haasteet	53
8.3	Ylittävä väylä ja alikulkusillan sijainti	53
8.4	Pohjavedenotannot ja yksityiskaivot	54
8.5	Rakenteet ja rakennukset	54
9	POHJAVEDEN ALENNUSTARVE	56
9.1	Työnaikainen pohjaveden alennustarve	56
9.2	Käyttötilan aikainen pohjaveden alennustarve	57
9.2.1	Alikulkusillan pohjaveden alennusratkaisut pysyvässä tilanteessa.....	57
9.2.2	Pohjaveden alennuksen suuruus pysyvässä tilanteessa	58
10	POHJAVEDEN ALENNUKSEN SUUNNITTELU	60
10.1	Yleistä.....	60
10.2	Alennustekniikat.....	60
10.2.1	Alennustekniikan valinta	60
10.2.2	Pumppaus avokaivannosta	61
10.2.3	Pumppaus suodatinputkikaivoista	62
10.2.4	Pumppaus syväkaivoista	64
10.2.5	Tyhjiömenetelmä	64
10.2.6	Pohjaveden alennus sähköosmoosilla	66
10.3	Likimääräiskaavat pumpattaville vesimäärille	67
10.4	Likimääräiskaavat vaikutusetaisyydelle ja alenemalle	70
10.5	Arvioidut ympäristöhaitat	71
10.5.1	Yleistä	71
10.5.2	Pohjavettä padottava vaikutus.....	71
10.5.3	Kaivannon pohjan murtuminen ja pohjavesieroosio	72
10.6	Vaikutusten rajoittaminen	73
10.6.1	Virtauksen katkaisu	73
10.6.2	Virtauksen katkaisu patoseinällä	73
10.6.3	Virtauksen katkaisu injektoinnilla	74
10.6.4	Virtauksen katkaisu suihkuinjektoinnilla	75
10.6.5	Virtauksen katkaisu maaperän jäädytyksellä	76
10.6.6	Imeytyminen	77
10.6.7	Märkätyö	78
11	ESIMERKKIKOHTTEEN ESITTELY: VALKOISENLÄHTEENTIE ALIKULKUSILTA	80
11.1	Kohteen yleiskuvaus.....	80
11.2	Alikulkuväylän pohjaveden alentumisen estorakenteet	80
11.3	Injektointi	81
11.4	Alueen maa- ja kallioperä	81

11.5	Imeytys	84
11.6	Kohteen rajausta suotovirtausmallinnuksessa	85
12	ESIMERKKIKOHTIEN LASKELMAT	86
12.1	Ennakkolaskelmat	86
12.2	Suotovirtauslaskelmat	86
12.2.1	Yleistä käytetystä ohjelmasta	86
12.2.2	Suotovirtausmallinnukset	86
12.2.3	Perustilanteen laskelma SVL1	87
12.3	Herkkyystarkastelu	88
13	LASKELMIEN JA MITTAUSTEN TULOKSET	90
13.1	Mitatut pohjaveden pinnat ja pumppausmäärät	90
13.2	Ennakkolaskelmat	91
13.3	Suotovirtauslaskelmat	91
14	JOHTOPÄÄTÖKSET JA POHDINNAT	95
14.1	Yhteenvedo	95
14.2	Johtopäätökset ja pohdinnat	95
14.2.1	Valkoisenlähteen alikulkusilta	95
14.2.2	Yleisiä huomioita ja ohjeita	96
	LÄHDELUETTELO	98

LIITTEET

Liite 1	Pohjatutkimuskartta
Liite 2	Pituusleikkaus
Liite 3	Pohjavesiputkikartta
Liite 4	Mallinnetut elementtiverkot ja maakerrokset
Liite 5	Itäpuolen pohjavesihavainnot
Liite 6	Länsipuolen pohjavesihavainnot
Liite 7	Itäpuolen imeytys
Liite 8	Länsipuolen imeytys
Liite 9	Suotovirtauslaskelmat SVL1, lähtötilanteet
Liite 10	Suotovirtauslaskelmat SVL1, työnaikainen tilanne
Liite 11	Suotovirtauslaskelmat SVL1, lopullinen tilanne ponttiseinien kanssa
Liite 12	Suotovirtauslaskelmat SVL1, lopullinen tilanne ilman ponttiseiniä
Liite 13	Herkkyystarkastelu, suotovirtauslaskelmat SVL2 ja SVL3

Merkinnät

A	pinta-ala
b	akviferin saturoituneen maakerroksen paksuus
c, C	kerroin
C_v	konsolidaatiokerroin
d	huokoisen väliaineen pituusmitta
d_{10}	läpäisyprosenttia 10 vastaava raekoko
d_v	huokosputken halkaisija
e	vesistön rannan ja kaivoryhmän painopisteen välinen etäisyys
f	suodatinkerroksen vastaanottokyky
F	varmuusluku
h	hydraulinen korkeus, hydraulinen potentiaali
h_e	asemakorkeus
h_p tai h	painekorkeus
h_t	imupainetta vastaavan vesipatsaan korkeus
h_w	kaivon pietsometrinen korkeus
H	hydraulisen korkeuden kokonaishäviö
i	hydraulinen gradientti
i_c	kriittinen hydraulinen gradientti
i_E	ulostulogradientti
i_{sall}	sallittu ulostulogradientin arvo
k	vedenläpäisevyyskerroin, hydraulinen johtavuus
k_{sat}	kyllästyneen tilan vedenläpäisevyyskerroin (SEEP/W 2007)
K_{Ratio}	maalajin anisotrooppisuutta kuvaava luku (SEEP/W 2007)
L	matka
M_s	kokoonpuristuvuusmoduuli
n	huokoisuus
n_e	tehokas huokoisuus
N_d	ekvipotentiaaliviivojen välien lukumäärä
N_f	virtauskanavien lukumäärä
p	paine
pF-luku	imun (h_t) kymmenlogaritmi
q	virtaamanopeus tai suotovirtaama
Q	virtaama

Q_s	pinnan S läpi suotautuva virtaama
r	etäisyys kaivosta
r_o tai r_w	kaivon säde
R tai r_o	pumppauksen vaikutussäde
Re	Reynoldsin luku
s	pohjaveden alennus
S	pinta-alkio
S	varastokerroin
S_o	ominaisvarastoitus
S_y	ominaisantoisuus
t	aika
T	vedenjohtokyky
u	huokospaine
U	tasaisuusluku
v	virtausnopeus, virtaamanopeus
V	maan tilavuusalkio
V	vesitilavuus
v_n	virtaamatiheys
v_s	keskimääräinen virtausnopeus
γ	tilavuuspaino
γ'	tehokas tilavuuspaino
γ_w	veden tilavuuspaino
θ	veden lämpötila
θ_w	tilavuusvesipitoisuus
u	kinemaattinen viskositeetti
ϕ	pietsometrinen korkeus, hydraulinen korkeus
AKS	alikulkusilta
Hk	hiekk
HkMr	hiekkamoreeni
Ka	kallio
Mr	moreeni
AVI	aluehallintovirasto
ELY-keskus	Elinkeino-, liikenne- ja ympäristökeskus
PANK	Päällystealan neuvottelukunta ry
PL	paalu

RATO	Ratatekniset ohjeet
RIL	Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry
Sa	savi
siHk	silttinen hiekka
Si	siltti
Sr	sora
SVL	suotovirtauslaskelma
SYKE	Suomen ympäristökeskus
VL	Vesilaki

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen tausta

Diplomityö on tehty Vantaan kaupungin, Liikenneviraston ja VR Track Oy:n rahoituksella. Vantaalla sijaitsevan rautatieradan alittavan Valkoisenlähteentien alikulkusillan rakentamisen ajaksi pohjaveden pintaa jouduttiin alentamaan enimmillään noin 7 m luonnonmukaisen pohjavedenpinnan tason alapuolelle. Käyttötilanteessa alikulkusillan kaukalon kuivatustasoksi suunniteltiin noin 1,5 m alennus pohjavedenpinnan alapuolelle. Alikulkusillan ympäristössä pohjavedenpinta on alentunut suunniteltua enemmän injektoinneista ja alikulkua ympäröivästä vesitiiviistä teräsponttiseinästä huolimatta. Pohjavedenpinnan haitallisen aleneman vuoksi pumpattuja vesiä on jouduttu palauttamaan imeytyksen avulla takaisin pohjavedeksi sekä työn aikana että alikulkusillan valmistuttua. Imeytyksen jatkamisesta tulevaisuudessa päätetään myöhempien käyttötilan aikaisten tulosten perusteella. Myös Vantaalla sijaitsevan Peijaksentien alikulkusillan yhteydessä on ilmennyt vastaavia käyttötilan aikaisia pohjavesiongelmia.

Tehdyn selvitystyön perusteella päätettiin, että vaativiin pohjasuhteisiin rakennettujen alikulkusiltojen pohjavesitilanteen tarkastelu tarvitsee lisää ohjeistusta ja tietämystä siltöjen suunnitteluun, rakentamiseen ja tulevan käytön ajalle. Tämä diplomityö pyrkii omalta osaltaan auttamaan tässä.

1.2 Työn tavoitteet ja rajaus

Työn tavoitteena on selvittää, mitkä seikat vaikuttavat alikulkusiltapaikkojen pohjavesitilanteeseen, miten niitä voidaan etukäteen tutkia alikulkusiltojen suunnittelua varten ja mitkä ovat alikulkusiltojen tekemiseen liittyvät yleiset ympäristövaikutukset, jotka aiheutuvat alikulkusiltojen rakentamisen vuoksi tehtävästä pohjavedenpinnan alentamisesta. Työhön on koottu ja siinä myös esitellään alikulkusiltoihin liittyviä pohjaveden yleisiä alennustekniikoita ja niiden vaatimia ympäristövaikutusten rajoittamismenetelmiä. Diplomityön perusteella on tarkoitus myös tehdä Liikennevirastolle ohje em. aiheesta ja raportti Vantaan kaupungille Valkoisenlähteentien alikulkusillan rakentamisesta aiheutuneista ympäristövaikutuksista.

Diplomityö keskittyy pääsääntöisesti pohjaveden alentamiseen ja sen vaikutuksiin radan alittavien alikulkusiltojen yhteydessä. Alikulkurakenteen geotekniseen stabiliteettiin ei käsitellä yhtä paljon, vaan pääpaino on pohjaveden virtauksessa kyllästyneessä maakerroksessa.

Työ on rajattu koskemaan alikulkusiltoja, jotka tehdään maaleikkauksella, ei kallioleikkauksella. Työn pääpaino on muutenkin maaperässä liikkuvassa pohjavedessä, vaikka myös kallioerässä liikkuu pohjavettä mm. kallioruhjeissa. Lisäksi työ painottuu enemmän alikulkusiltojen rakentamiseen kuiva- kuin märkätyönä. Märkätyöllä tarkoitetaan tässä kaivantojen tekemistä vedenalaisena kaivuna, mikä on tarvittaessa mahdollista.

1.3 Työn suoritus

Työn kirjallisuusosiota varten on käytetty apuna sekä suomenkielistä että englanninkielistä kirjallisuutta. Koska pohjaveden suotovirtausmallinnuksia joudutaan yleensä tekemään suunniteltaessa alikulkusiltaan usein liittyvää ympäristön pohjaveden alennusta, työhön sisältyy GEO-SLOPE International Ltd:n SEEP/W 2007-ohjelman avulla tehtyjä pohjaveden suotovirtauslaskelmia. Esimerkkikohteena on käytetty Vantaan Tikkurilassa sijaitsevaa Valkoisenlähteentien alikulkusiltaa. Työn suoritusta sekä esimerkkikohteen suotovirtausmallinnusta varten on tutustuttu muutamien muidenkin lähistöllä olevien alikulkusiltojen pohjaveden alentamisen vaikutusarvioihin sekä alentamisesta tehtyihin ympäristövaikutusten arviointeihin.

Alikulkusiltojen pohjavesitilanteeseen tutustumiseksi olin myös eräänlaisena geoteknisenä valvojana Valkoisenlähteentien työmaalla alikulkusillan rakentamisen aikana, jolloin mm. mittasin pohjavedenpinnan tasoa havaintoputkista, testasin pohjavesiputkia ja tein muutamia imeytystestejä kohteen imeytysaltaalla.

2 Maaperä

2.1 Maaperän koostumus

Maa koostuu kolmesta eri komponentista, jotka ovat kiinteä maa-aines, huokostilan täyttävät huokosvesi ja -ilma. Maaperän huokokset ovat tyhjätiloja kiinteiden maarakkeiden välissä. Maaperän vapaa vesi pääsee liikkumaan maaperässä juuri näissä huokosissa. Kyllästyneessä tilassa pohjavedenpinnan alapuolella maaperän huokokset ovat veden täyttämiä ja kyllästymättömässä tilassa huokostilassa on veden lisäksi myös ilmaa. Maaperässä oleva ilma voi olla osittain vesihöyryn kyllästämää ja voi sisältää orgaanista alkuperää olevia rikki- ja hiilivety-yhdisteitä. (RIL157-I, 1985)

Maaperässä nesteinä oleva aine on pääasiassa vettä, siihen liuenneita ioneja ja orgaanisia yhdisteitä. Osa maaperässä olevasta vedestä on vapaata maaperän huokosia täyttävää vettä ja osa on mineraalikiteiden pintaan ja orgaanisiin yhdisteisiin kiinnittynyttä adsorptiovettä. (RIL157-I, 1985)

Maan kiinteä aines koostuu kivilajien mineraaleista, savimineraaleista, liukoisten yhdisteiden saostumisesta sekä orgaanisista aineksista ja yhdisteistä. Kiinteiden maarakkeiden koko vaihtelee saven kolloidihiuksien rakeista karkearakeisten maalajien makroskooppisiin rakeisiin. Valtaosa karkearakeisten maalajien mineraaleista muodostuu kivilajien mineraaleista. Hienorakeisissa maalajeissa hienoainemäärän kasvaessa savimineraalien osuus myös lisääntyy. (RIL157-I, 1985)

Maan huokoisuus riippuu maan tiiveydestä, rakeiden muodosta ja järjestyksestä, raekoostumuksesta sekä sementoitumisesta. Raekoostumus vaikuttaa merkittävästi huokoisuuteen, kun maarakkeet sijoittuvat suurten väliin pienentäen huokostilaa. Näin varsinkin maan hienon aineksen määrä vaikuttaa oleellisesti huokoisuuteen. Huokoisuus on pienin karkeissa lajittuneissa maalajeissa ja suurin savessa. Pääosa hienoissa maalajeissa olevasta vedestä pidättyy niihin. Varsinkin savimaalajeissa maan huokoisuus yleensä myös pienenee mentäessä syvemmälle, sillä maata tiivistävät voimat riippuvat yläpuolisten maakerrosten vahvuudesta.

Kattaviin pohjatutkimuksiin kuuluu laboratoriotutkimukset, joissa analysoidaan maaperästä otettuja näytteitä. Maanäytteiden rakeisuuden perusteella määritetään näytteen maalaji. Maalajit voidaan jakaa karkeasti neljään eri maalajiryhmään geoteknisen maalajiluokituksen mukaan. Nämä maalajiryhmät ovat (RIL157-I, 1985):

- eloperäiset maalajit (turve, lieju),
- hienorakeiset maalajit (savi, siltti),
- karkearakeiset maalajit (hiekkä, sora) ja
- moreenimaalajit (siltti-, hiekka- ja sora-moreeni).

2.2 Maalajien ominaisuudet

2.2.1 Eloperäiset maalajit

Eloperäisiä maalajeja ovat turve, lieju, muta ja humusmaa. Näiden maalajien laatu ja rakenne ovat riippuvaisia maalajin syntytavasta, maatumaisuudesta, sedimentoitumisen aikaisista olosuhteista ja alueen topografiasta.

Turvetta syntyy soissa kasvijätteiden maatuessa hyvin kosteissa olosuhteissa. Turvekerrostumat sisältävät usein myös kasvijätteiden lisäksi tulvavesien ja tuulen kuljetamaa mineraaliainesta. Turvetta voi muodostua myös rantavyöhykkeiden äärellä ja vesistöjen pohjalle. Turve on huokoinen ja kevyt maalaji, jonka koostumus ja rakenne vaihtelevat merkittävästi kasvilajikoostumuksen ja maatumisasteen mukaan. Sen vedenläpäisevyys vaihtelee suuresti riippuen lähinnä turvelajista, mineraaliaineksen määrästä, konsolidoitumis- ja maatumisasteesta. Sen vedenläpäisevyys vaihtelee yleensä $k = 10^{-2} \dots 10^{-6}$ m/s (RIL157-I, 1985). Turpeen elävän pintakerroksen vedenläpäisevyys on kuitenkin edellä mainittuja arvoja suurempi (RIL157-I, 1985). Kuormitus vaikuttaa turpeen vedenläpäisevyyteen merkittävästi. Vähäinenkin lisäkuormitus pienentää luonnontilaisen turpeen vedenläpäisevyyttä. Varsinkin kuituisissa turpeissa vedenläpäisevyys vaakasuunnassa on suurempi kuin pystysuunnassa. Tyypilliset tilavuuspainon arvot vaihtelevat yleensä turpeelle välillä $\gamma = 9 \dots 11$ kN/m³ (RIL157-I, 1985).

Lieju on kasvi- ja eläinjäänteiden sekä hienojen kivennäisainesten seos. Se voi olla veteen tai paikalleen kerrostunutta. Se on kuivana kovaa ja kevyttä. Tyypilliset tilavuuspainon arvot vaihtelevat yleensä liejulle välillä $\gamma = 11 \dots 14$ kN/m³ (RIL157-I, 1985).

2.2.2 Hienorakeiset maalajit

Hienorakeisissa maalajeissa on savimineraalien välillä veto- ja poistovoimia. Nämä voimat yhdessä maakerroksessa vallitsevan jännitystilan kanssa määräävät partikkelien keskinäisen järjestyksen. Maapartikkelit voivat vaikuttaa toisiinsa joko adsorptiovesikerroksen, sähköisen kaksoiskerroksen tai suoran kosketuksen kautta. (RIL157-I, 1985)

Hienorakeisia maaleja ovat savi (Sa) ja siltti (Si). Niiden vedenläpäisevyys on pieni. Savella vedenläpäisevyyškertoimen arvot vaihtelevat yleensä välillä $k = 10^{-8} \dots 10^{-10}$ m/s ja siltillä $k = 10^{-5} \dots 10^{-9}$ m/s (RIL157-I, 1985). Geoteknisen maalajiluokituksen mukaan saven keskimääräisen rakeen läpimitta on alle 0,002 mm ja siltin on 0,002...0,06 mm (RIL157-I, 1985). Tyypilliset tilavuuspainon arvot vaihtelevat yleensä savelle ja siltille välillä $\gamma = 14 \dots 20$ kN/m³ (RIL157-I, 1985).

Hienorakeiset maalajit ovat routivia. Niissä routa on usein rakenteeltaan ns. kerrosroutaa. Routimisen seurauksena jäätyvän maan tilavuus kasvaa, jolloin maanpinta voi huomattavasti ja epätasaisesti kohota aiheuttaen rakenteiden rikkoutumista.

2.2.3 Karkearakeiset maalajit

Karkearakeisten maalajien rakeiden oletetaan käyttäytyvän erillisinä partikkeleina ilman keskinäisiä painovoiman aiheuttamia sähkökemiallisia vuorovaikutuksia. Täten muodostuvaan rakenteeseen vaikuttavat eniten partikkelien koko ja muoto. Karkea-

rakeisia maalajeja ovat hiekka (Hk) ja sora (Sr). Ne ovat yleensä hyvin lajittuneita sekä niiden muodostumat ovat yleensä kerroksellisia ja löyhärakenteisia. Tyypilliset tilavuuspainon arvot vaihtelevat yleensä soralle ja hiekalle välillä $\gamma = 15...20 \text{ kN/m}^3$ (RIL157-I, 1985). Geoteknisen maalajiluokituksen mukaan hiekan keskimääräisen raakeen läpimitta on $0,06...2,0 \text{ mm}$ ja soran vastaavasti $2,0...60,0 \text{ mm}$ (RIL157-I, 1985).

Hiekka- ja soramaalajitteista koostuvien kerrosten huokoisuus vaihtelee välillä $n = 25...50 \%$ (RIL157-I, 1985). Niiden vesipitoisuus vaihtelee pohjaveden yläpuolella yleensä noin $2...5 \%$, mutta hienohiekkalajitteissa voi vesipitoisuus nousta jopa arvoon 10% (RIL157-I, 1985).

Karkearakeiset maalajit eivät ole yleensä routivia. Niissä esiintyvä routa on tavallisesti massiivista routaa, joka esiintyy vedensaannista riippuen maaperää kovettavana, joskus paksunakin jäämuodostumana.

Karkearakeisille maalajeille on ominaista hyvä vedenjohtavuus ja pieni kapillaarisuus. Niiden vedenläpäisevyyškertoimien arvot vaihtelevat muodostumasta riippuen hiekalta $k = 10^{-4}...10^{-6} \text{ m/s}$ ja soralla $k = 10^{-2}...10^{-4} \text{ m/s}$ (RIL157-I, 1985). Karkearakeiset maalajit pystyvät varastoimaan vettä hyvän vedenjohtokykynsä ja suuren huokoisuutensa takia. Tästä johtuen karkearakeisista maakerroksista on muodostunut pohjaveden akvifereja.

2.2.4 Moreenimaalajit

Moreenit (Mr) ovat lajittumattomia ja useista eri lajitteista koostuvia. Ne ovat raekosuhteeltaan suhteistuneita tai sekarakeisia maalajeja. Eri moreenimaalajeja ovat siltti-, hiekka- ja sormoreeni sekä harvinainen savimoreeni. Suomen moreenimaalajeille on tunnusomaista niiden kivisyys ja lohkaraisuus. Moreenin tilavuuspaino on yleensä välillä $\gamma = 18...22 \text{ kN/m}^3$ (RIL157-I, 1985).

Moreeni on Suomen yleisin maalaji ja pohjamoreeni on yleisin moreenityyppi. Pohjamoreeni peittää kallioperää yleensä ohuehkona maakerrostumana. Paksumia pohjamoreenikerrostumia esiintyy lähinnä vain kallioperän heikkousvyöhykkeiden kohdilla (RIL157-I, 1985). Pohjamoreeni on lajitekoostumukseltaan yleensä suhteistunutta siltti- tai hiekkamoreenia. Hienoaineksen määrä moreenissa riippuu paljon alla olevasta kallioperästä. Pohjamoreeni on usein myös rakenteellisesti tiivistä, jolla on merkitystä moreenimaalajien vedenläpäisevyyteen.

Moreenimaalajien vedenläpäisevyyden vaihtelut aiheutuvat suuresti moreenin aineksen raekoostumuksesta. Moreenikerrostumien rakenteellisella tiiviydellä on suuri merkitys vedenläpäisevyyteen. Hiekkamoreenin vedenläpäisevyysskerroin on suuruusluokkaa $k = 10^{-6}...10^{-8} \text{ m/s}$ ja silttimoreenin vastaavasti $k = 10^{-8}...10^{-10} \text{ m/s}$ (RIL157-I, 1985).

Hienoaineksiset moreenit routivat eli maan jäätyessä niiden tilavuus kasvaa. Karkearakeisissa moreeneissa taas tavataan joskus massiivista routaa, joka esiintyy moreenia kovettavana. Se ei tavallisesti aiheuta suuria muodonmuutoksia moreenimuodostumassa.

2.3 Vedenläpäisevyys

Maaveden liikkeisiin maaperässä vaikuttavat maan vedenläpäisevyys (hydraulinen johtavuus) sekä maan vedenpidätysominaisuudet (Vesitalouden verkkokirja, 2010).

Maan vedenläpäisevyydellä (hydraulisella johtavuudella) tarkoitetaan veden virtausnopeutta maa-aineksessa hydraulisen putouksen ollessa yksi. Vesimäärä, joka virtaa aikayksikössä tietyn poikkileikkauksen läpi kyllästyneessä maassa, on suoraan verrannollinen hydrauliseen gradienttiin. Maassa virtaava vesi noudattaa Darcyn lakia (kaava 1). Darcyn laki kuvaa veden laminaarista virtausta maaperässä.

$$v = k \cdot i, \quad (1)$$

missä v on veden virtausnopeus [m/s], k on vedenläpäisevyyskerroin eli Darcyn kerroin (eli hydraulinen johtavuus) [m/s] ja i on hydraulinen putous eli hydraulinen gradientti.

Vedenläpäisevyys kuvaa maan kykyä kuljettaa vettä ja riippuu maaperän kyllästysasteesta sekä maan ja veden eri ominaisuuksista. Maan kyllästysaste määritellään tilavuusvesipitoisuuden ja huokoisuuden suhteenä. (Vesitalouden verkkokirja, 2010) Mitä suurempi kyllästysaste on, sitä suurempi on myös vedenläpäisevyys. Varsinkin maan vesipitoisuus (paine potentiaali) vaikuttaa maan vedenläpäisevyyteen. Vedenläpäisevyys pienenee maan kuivuesssa. Mitä kuivempaa maa on, sitä pienemmät huokokset ovat enää veden täyttämiä ja toimivat veden kuljettimina (Vakkilainen, 2007).

Tärkeimpiä vedenläpäisevyyden suuruuteen vaikuttavia maan ominaisuuksia ovat maan raekokojakauma sekä tiiviys- ja kyllästysaste. Raekokojakauman vaikutus näkyy siten, että karkean maan vedenläpäisevyys on suurempi kuin yhtä kostean hienojakoisen maan. Veden ominaisuuksia, jotka vaikuttavat vedenläpäisevyyden suuruuteen, ovat mm. veden ominaispaino ja veden viskositeetti, joka riippuu lämpötilasta.

Vedenläpäisevyysharvoinen k -arvojen, kokonaishuokoisuuden ja ominaisantitoisuuden S_y suuruusluokkia on esitetty maalajeille taulukossa 1 ja joillekin kivilajeille taulukossa 2. (SYKE, 2010a).

Taulukko 1. Maalajien vedenläpäisevyyden, kokonaishuokoisuuden ja ominais-
antoisuuden suuruusluokka-arvoja (SYKE, 2010a).

Maalaji	Vedenläpäisevyys- kerroin k [m/s]	Kokonais- huokoisuus [%]	Ominaisantoisuus S_y [%]
Sora	$10^{-1} \dots 10^{-4}$	25...50	25...37
Karkea sora	> 1	24...36	23
Keskikarkea sora	$1 \dots 10^{-2}$		24
Hieno sora	$1 \dots 10^{-3}$	25...38	25
Hiekkainen sora	$10^{-2} \dots 10^{-6}$		
Hiekka	$10^{-2} \dots 10^{-6}$	25...50	25...38
Karkea hiekka	$10^{-1} \dots 10^{-4}$	30...46	27
Keskikarkea hiekka	$10^{-2} \dots 10^{-5}$	30...40	28
Hieno hiekka	$10^{-3} \dots 10^{-6}$	26...53	10...28
Siltti	$10^{-5} \dots 10^{-9}$	35...61	8
Karkea siltti	$10^{-4} \dots 10^{-6}$	30...35	
Hieno siltti	$10^{-5} \dots 10^{-8}$	40...50	
Savi	$< 10^{-8}$	34...70	3...10
Laiha savi		40...60	
Lihava savi		60...75	
Moreeni		20...55	
Soramoreeni	$10^{-4} \dots 10^{-7}$		16
Hiekkamoreeni	$10^{-6} \dots 10^{-8}$		16
Silttimoreeni	$10^{-7} \dots 10^{-10}$		6

Taulukko 2. Joidenkin kivilajien hydrogeologisia parametreja (SYKE, 2010a).

Kivilaji	Vedenläpäisevyys		Huokoisuus tot [%]	Ominais- antoisuus S_y [%]
	k [m/s]	k [m/d]		
Runsaasti rakoilevat syvä- ja metamorfiset kivet	$10^{-4} \dots 10^{-6}$	$10 \dots 10^{-1}$	< 10	
Graniitti, gneissi	$10^{-4} \dots 10^{-11}$	$10 \dots 10^{-6}$	<10	12...26
Liuske	< 10^{-8}	< 10^{-3}	1...10	
Rakoilematon, sementoi- tunut hiekkakivi	< 10^{-8}	< 10^{-3}		
"Ehyet" syvä- ja meta- morfiset kivet	< 10^{-9}	< 10^{-4}	< 5	

2.4 Maan anisotrooppisuus ja isotrooppisuus

Maan anisotrooppisuus kannattaa myös selvittää tarkasteltaessa maaperän pohjavesitilannetta. Anisotrooppisuus on pääosin maan kerroksellisuudesta johtuva ominaisuus. Siihen vaikuttavat maan kerroksellinen rakenne ja tiivistymisestä syntynyt vedenläpäisevyysominaisuuksien pystysuuntainen vaihtelu. Anisotrooppisessa maassa vedenläpäisevyys on erisuuruinen vaak- ja pystysuunnissa.

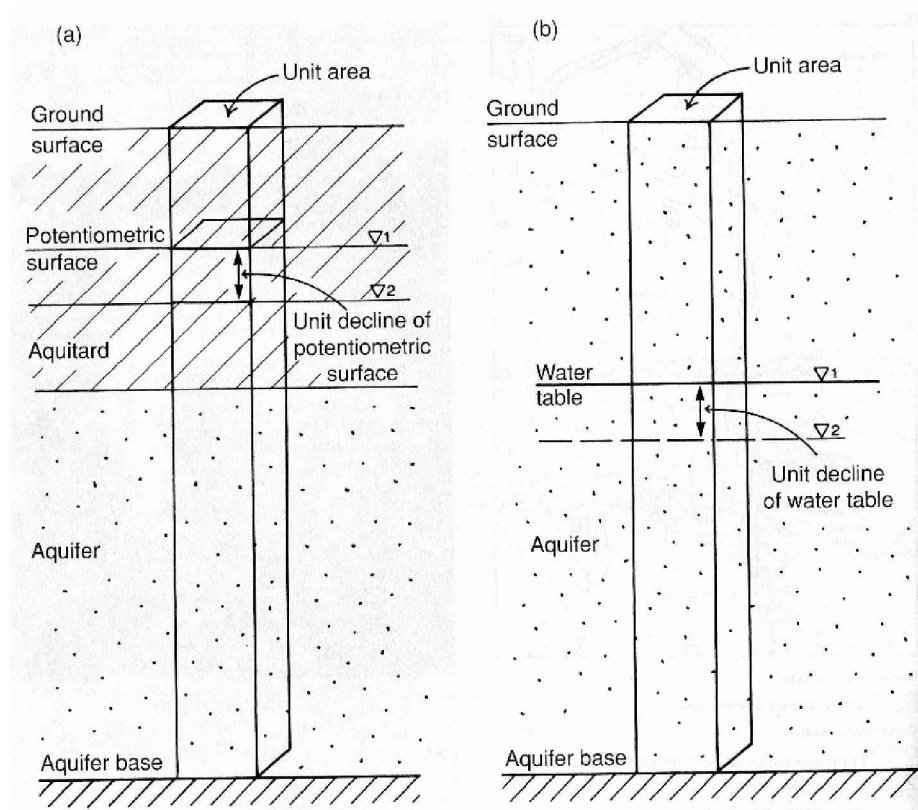
Maakerroksen anisotrooppisuus vaikuttaa merkittävästi maaperän suotovirtaukseen. Suotovirtausta käsin laskettaessa anisotrooppisuus otetaan huomioon jakamalla maaperän vaakageometria anisotrooppisuusarvon neliöjuurella. Anisotrooppisuudelle voidaan myös laskea arvo jakamalla maakerrosten suuntainen (eli vaakasuuntainen) vedenläpäisevyyserroin k_h kerroksia vasten kohtisuorassa olevalla vedenläpäisevyyserroinella k_v , eli anisotrooppisuuden arvo saadaan laskemalla k_h/k_v . (Martio & Vuola, 2007)

Maan vedenläpäisevyyden ollessa sama niin vaak- kuin pystysuunnassakin maa on isotrooppista, jolloin anisotrooppisuuden arvo on 1. Isotrooppisuus on kuitenkin harvinaista luonnontilaisilla mailla. Maakerrosten anisotrooppisuus ja vedenläpäisevyys vaikuttavat merkittävästi maaperän suotovirtaukseen.

2.5 Varastokerroin ja vedenjohtokyky

Pohjavettä sisältävää ja vettä hyvin läpäisevää geologista muodostumaa kutsutaan akviferiksi, joka on hydraulisesti yhtenäinen muodostuma. Akviferin eli pohjavesiesiintymän varastokerroin ilmaisee siihen varastoituvan vesimäärän ja vastaavien vedenpintojen muutoksien riippuvuussuhteen. Vapaassa akviferissa varastokerroin S on yhtä suuri kuin ominaisantoisuus S_y (Airaksinen, 1978) (katso taulukko 1). Sen suuruus vaihtelee välillä 0,01...0,30 (1...30 %) (Airaksinen, 1978). Maaperän paineellisesä akviferissa varastokertoimet ovat pieniä, vain luokkaa 0,00001...0,005 (Airak-

sinen, 1978). Kallioperän kvifereissa varastokertoimet voivat olla vielä muutamaa suuruusluokkaa pienempiäkin (Powers et al. 2007). Varastokertoimella on suuri merkitys sekä kviferin kuivatuksessa että paineen alennuksessa paineellisissa kvifereissa. Täten sitä käytetään myös pohjavesivarojen arvioinnissa. Kuvassa 1 on havainnollistettu kviferin varastokerrointa. Siinä kviferi vapauttaa varastostaan tietyn vesimäärän tiettyä pinta-alayksikköä kohti.

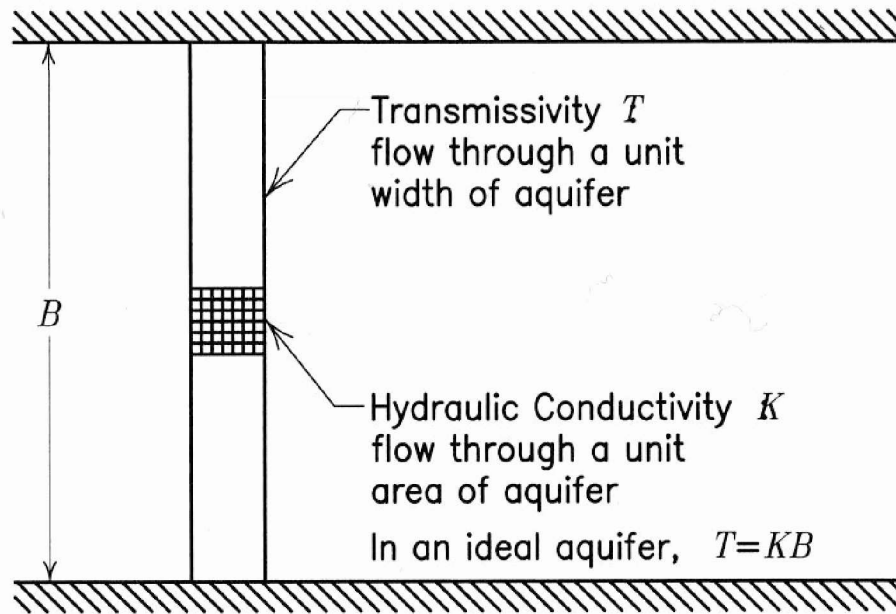


Kuva 1. Kaavioesitys kviferin varastokertoimesta a) paineellisessa kviferisssä ja b) vapaassa kviferissa (Hiscock, 2006).

Vedenjohtokyky kertoo kviferin koko vahvuuden vedenjohtavuuden. Vedenjohtokyky T [m^2/s] voidaan laskea kaavalla (2) (Airaksinen, 1978).

$$T = k \cdot b, \quad (2)$$

jossa k on kviferin keskimääräinen vedenjohtavuus [m/s] ja b on kviferin vesikerroksen korkeus [m]. Kuvassa 2 havainnollistetaan kviferin vedenläpäisevyyden (k) suhdetta kviferin vedenjohtokykyyn (T).



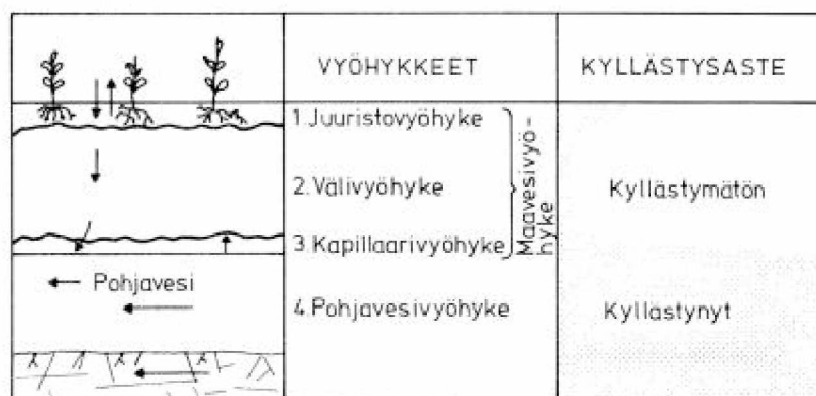
Kuva 2. Akviferin vedenläpäisevyys ja vedenjohtokyky (Powers et al. 2007).

Pohjavesiesiintymän varastokertoimen ja vedenjohtavuuden suuruutta voidaan arvioida mm. vakiosuuruisen koepumppauksen ja ns. palautumiskäyrämenetelmän avulla.

3 Pohjavesi

3.1 Määritelmiä

Pohjavesi on vettä, joka täyttää kokonaan maa- tai kallioperän huokostilan ja muut avoimet tilat vedellä kyllästyneessä vyöhykkeessä. Pohjaveden pinnan yläpuolella kyllästymättömässä vyöhykkeessä olevaa vettä kutsutaan maavedeksi. Pohjavedenpinta on määritelty siksi korkeustasoksi, jolla maaveteen kohdistuva paine on vastaava kuin ilmanpaine (Vesitalouden verkkokirja, 2010). Hyvin vettä läpäisevässä maassa pohjavedenpinta on sama kuin vedenpinta maahan asennetussa havaintoputkessa tai taso, jolle vedenpinta asettuu kaivossa. Tällöin pohjavedenpinta on käytännössä sama kuin vedellä kyllästyneen ja kyllästymättömän vyöhykkeen rajapinta. Kuvassa 3 on periaatepiirros maanalaisten vesien vyöhykkeistä.



Kuva 3. Maanalaisten vesien vyöhykkeet (Kairausopas IV, 1987).

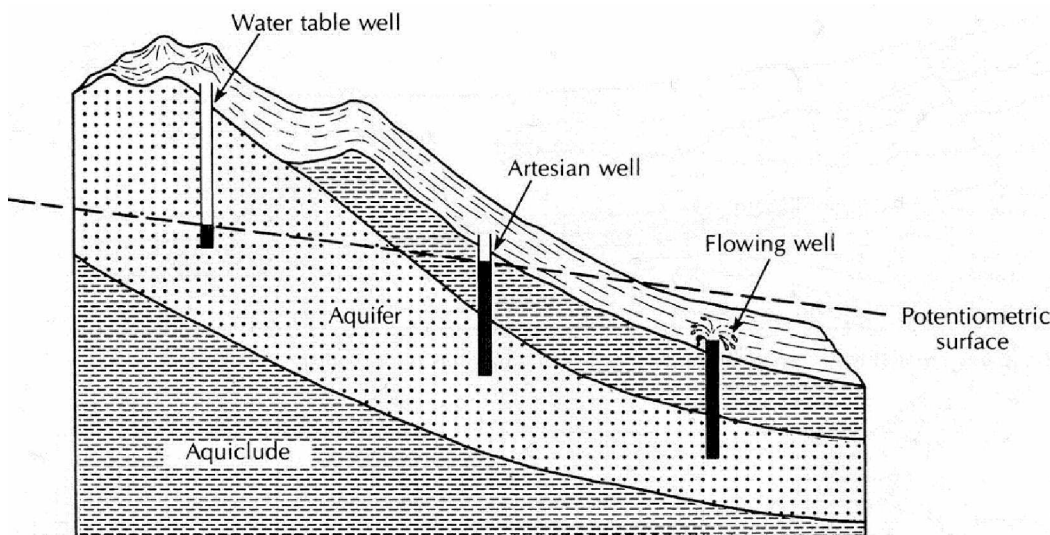
Vettä läpäiseviä kerrostumia saattaa erottaa vesitiivis maakerros. Orsivesi on tämän ylemmän tiiviin ja eristävän maakerroksen päälle kerääntynyttä vettä, joka on varsinaisen pohjavesiesiintymän yläpuolella. Tiiviin maakerrostuman alla olevaa vettä kutsutaan pohjavedeksi. Orsiveden- ja pohjavedenpinnan korkeustasot saattavat poiketa huomattavasti toisistaan.

3.2 Vapaa vai paineellinen pohjavesi

Akviferit voidaan jakaa kahteen pääluokkaan: vapaat ja paineelliset akviferit. Kun pohjavedenpinta ei rajoitu vettä läpäisemättömään maakerrokseen, pohjavesiesiintymä on vapaapintainen ja paine vedenpinnassa on ilmakehän paineen suuruinen. Tällöin on kyseessä vapaa akviferi, jossa pohjavedenpinta muodostaa esiintymän yläreunan. Akviferin alareuna voi rajoittua vettä läpäisemättömään tai huonosti läpäisevään pohjaan. Vapaapintaisen akviferin yläpuolella voi olla paikoitellen verraten ohut vettä läpäisemätön maakerros eli akvikludi (esim. savea), jonka päälle voi kerääntyä orsivettä, joka on vapaata pohjavettä.

Jos pohjavesi rajoittuu ylä- ja alapuolella vettä läpäisemättömään maakerrostumaan eli akvikludiin, pohjavesi on paineellista ns. salpavettä, jonka pinnassa paine on ilmakehän painetta suurempi. Tällöin on kyseessä paineellinen akviferi, johon asennetus-

sa havaintoputkessa vedenpinta nousee paineellisen akviferin piezometriselle tasolle akvitudikerrokseen tai sen yläpuolelle. Paineellista pohjavettä kutsutaan arteesiseksi, jos vedenpinta havaintoputkessa nousee maanpinnan yläpuolelle (Airaksinen, 1978). Kuvassa 4 on esitetty esimerkki siitä, miten vedenpinnat asettuvat kaivoissa paineellisessa ja vapaassa akviferissa.



Kuva 4. Esimerkki paineelliseen ja vapaaseen akviferiin tehdyistä kaivoista: "artesian well" ja "flowing well" ovat paineellisessa ja "water table well" vapaassa akviferissa (Fetter, 2001).

3.3 Pohjaveden laatu

Pohjaveden laatu riippuu monista hydrologisista ja geologisista tekijöistä. Nämä säätelevät sellaisia pohjaveden laatuun vaikuttavia tekijöitä kuten pohjavesivyyhykkeeseen tulevan veden määrä ja koostumus, biologinen aktiivisuus, hydrologinen kierto ja viipymä eri kohdissa. Pohjaveden laatu voi vaihdella huomattavastikin paikallisesti, esiintymäkohtaisesti ja alueellisesti. Merkittävimmät alueelliset erot liittyvät mangaanin ja raudan esiintymiseen. Suurimittaisen laadunvaihtelun perusteella akviferimuodostumat voidaan jakaa seuraaviin alueryhmiin (Mälkki, 1986):

- Rannikkoalue
- Harjut tai olosuhteiltaan vastaavat muodostumat
- Sisämaan alue

Suomen rannikkoalueilla pohjavesille on ominaista keskimääräistä suurempi sähkönjohtokyky. Yksittäisistä määryksistä esim. fluoridi-, mangaani- ja rautapitoisuudet ovat varsin korkeita. Harjuissa voidaan tavata varsin hyvänlaatuista pohjavettä melko läheltäkin rannikkoa. Lähes koko sisämaan alueella on todettu maapohjavesien pieni fluoridipitoisuus. Kalliovesissä fluoridin määrä vaihtelee (Mälkki, 1986).

Kallioperän pohjavesi on laadultaan yleispiirteittäin samanlaista kuin maaperän pohjavesi, paitsi että kalliopohjaveden alkaliteetti, mangaani-, ammonium- ja bikarboonaattipitoisuudet ovat suurempia kuin maapohjaveden. Myös pH-arvo, kovuus, sähkönjohtokyky, väri sekä kalsium-, kloridi- ja fluoripitoisuudet ovat kalliovesissä huomattavasti korkeammat (Mälkki, 1986).

3.4 Pohjavedenpinta ja sen vaihtelut

Pohjavedenpinta on Suomessa yleensä 2...4 metrin syvyydellä maanpinnasta (Airaksinen, 1978) ja se seuraa yleensä loivasti maanpinnan muotoa. Hyvin vettä läpäisevien sora- ja hiekkamuodostumien kohdalla pohjavedenpinta voi olla jopa 10...30 m syvyydessä (Kairausopas IV, 1987). Pohjavedenpinnan vaihteluita voivat aiheuttaa mm. sadannan ja haihdunnan vaihtelut, lumen määrä, roudan syvyys ja sulaminen sekä läheisen pintavesistön vedenpinnan vaihtelut. Myös ihminen toiminnallaan aiheuttaa pohjavedenpinnan muutoksia mm. ojituksella, rakennuspohjien ja väylärakenteiden kuivatuksella ja patorakentamisella.

Pohjavedenpinnan luonnollinen vuosivaihtelu aiheutuu veden imeytymisen määrän muutoksista, jotka riippuvat sadannasta ja haihdunnasta. Sadannan ja pohjavedenpinnan muutosten välillä on aikaviipymä, jonka pituus vaihtelee muutamasta tunnista useihin kuukausiin. Aikaviipymän pituus riippuu maan vesipitoisuudesta ja vedenjohdavuudesta, pohjavedenpinnan korkeusasemasta sekä pohjavesialtaan muodosta ja pituudesta (Airaksinen, 1978).

Pohjavedenpinnan vuosivaihtelu on yleensä 0,1...1,0 m vuodessa (Airaksinen, 1978), mutta se voi olla enemmänkin. Vaihtelu hyvin läpäisevissä hiekka- ja sorakerroksissa on yleensä alle 1 m ja huonosti vettä läpäisevissä moreenikerroksissa yleensä 1...3 m (Kairausopas IV, 1987). Savikerroksissa pohjavedenpinnan vuosivaihtelu on melkein olematonta.

Korkeimmillaan pohjavedenpinta on yleensä lumen sulamisen aikana keväällä ja alkaa laskea kesällä haihtumisen takia, kunnes se on alimmillaan myöhäissyksyllä. Syyssateet saattavat kuitenkin nostaa pohjavedenpintaa. Talven aikana pohjavedenpinta laskee yleensä lumen ja roudan vuoksi. Yhtenäinen routa estää veden imeytymisen pohjavesivyöhykkeeseen (Airaksinen, 1978). Pohjavedenpinnan korkeuden pitkäaikaista vaihtelua on myös havaittu. Pitkäaikaisempi vaihtelu aiheutuu pitkälti ilmastollisista eroista eri vuosina.

3.5 Huokosvedenpaine

Hienorakeisissa maalajeissa on vaikeaa määrittää pohjavedenpintaa. Savi- ja silttialueilla pohjavedenpinnalla tarkoitetaan näiden kerrosten alta hiekka-, sora- tai moreenikerroksista mitattua pohjavedenpainetta vastaavaa pietsometristä painetasoa. Hienorakeisissa maalajeissa kuvataan usein veden paineolosuhteita ns. huokosvedenpaineen avulla. Mikäli pohjavedenpinnan taso joudutaan mittaamaan lähes läpäisemättömästä hienorakeisesta maakerroksesta, huokosvedenpaineen mittaukseen on käytettävä soveltuvaa kalustoa. Koheesiomaalajeissa, hienorakeisissa välimaalajeissa ja maatuneissa turvemaalajeissa on käytettävä suljettua huokospaineen mittausjärjestelmää (Ratahallintokeskus, 2006). Osittain kyllästyneessä maassa huokosista mitattuun paineeseen vaikuttaa myös kaasun paine (Kairausopas IV, 1987). Mitattu paine poikkeaa tavallisesti huokospaineesta, joka on määritelty vesipaineena.

Huokosvedenpaineella tarkoitetaan vedellä kyllästetyn maan sisällä vaikuttavaa vedenpainetta kullakin tarkkailutasolla. Sen suuruus riippuu pohjavedenpinnan asemasta, maan kuormitustilasta ja jännityshistoriasta. Huokosvedenpaine $u = 0$ on voimassa pohjavedenpinnan tasolla. Huokosvedenpaineen suuruus voi poiketa merkittävästi

hydrostaattisesta vedenpaineesta. Huokosylipaineella tarkoitetaan sitä osaa huokosvedenpaineesta, joka ylittää tietyn vertailupaineen (Kairausopas IV, 1987). Mikäli huokosvedenpaine on pienempi kuin vertailupaine, voidaan eroa nimittää huokosalipaineeksi. Vertailupaineena on usein käytetty hydrostaattisesti jakautunutta huokosveden painetta. Joissain tapauksissa voi maaperässä esiintyä negatiivista huokosvedenpainetta (imua).

3.6 Paine-, asema- ja hydraulinen korkeus

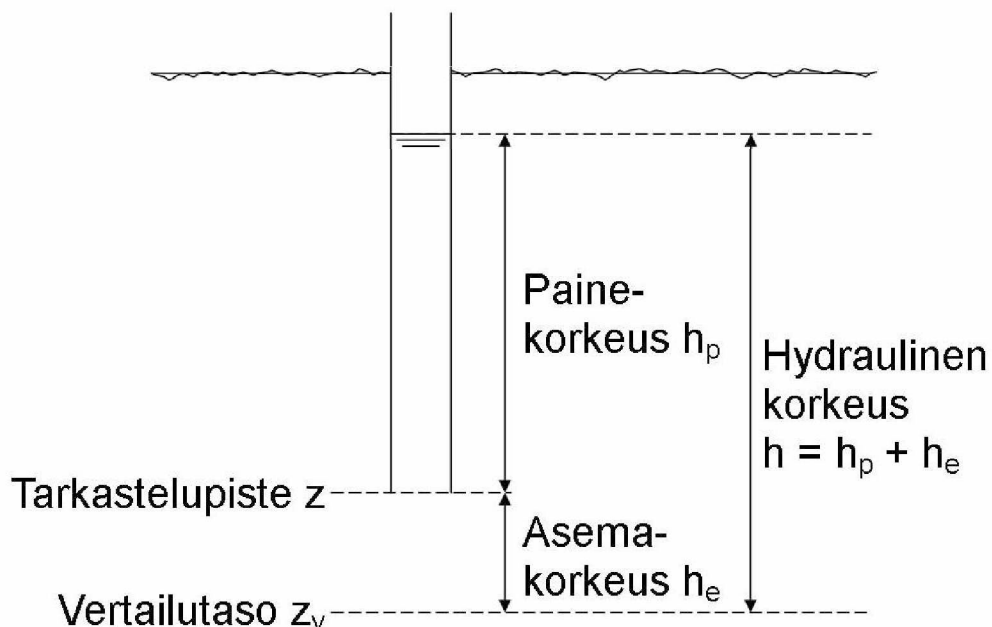
Painekorkeus kuvaa korkeutta, johon vedenpinta nousisi tarkasteltavaan pisteeseen asennetussa havaintoputkessa. Asemakorkeus taas kuvaa tarkasteltavan pisteen etäisyyttä valitusta vaakasuorasta vertailutasosta. Painekorkeus h_p [m] voidaan laskea kaavalla (3) ja asemakorkeus h_e [m] kaavalla (4) valitun koordinaatiston z-akselin ollessa pystysuora. (RIL 157-I, 1985)

$$h_p = \frac{u}{\gamma_w}, \quad (3)$$

$$h_e = z - z_v, \quad (4)$$

jossa u on huokospaine, γ_w veden tilavuuspaino, z tarkasteltavan pisteen z-koordinaatti ja z_v on vertailutason z-koordinaatti. Hydraulinen korkeus eli hydraulinen potentiaali h [m] lasketaan painekorkeuden ja asemakorkeuden summana (kaava 5). Paine-, asema- ja hydraulinen korkeus on myös havainnollistettu kuvassa 5.

$$h = h_p + h_e \quad (5)$$



Kuva 5. Paine-, asema- ja hydraulisen korkeuden määrittely.

4 Kallioperä ja kalliopohjavesi

Suomen kallioperä on maapallon vanhimpia ja koostuu pääosin happamista syväkivilajeista kuten graniitista ja seoskivistä eli migmaateista. Se on pääosin tiivistä ja ehjää, lukuun ottamatta murroslinjoja ja ruhjevyöhykkeitä. Graniittisiin kivilajeihin ei ole jäänyt niiden muodostuessa onteloita vaan ne ovat hyvin kompakteja. Tämän takia ne ovat erittäin huonosti vettä läpäiseviä kivilajeja. Myöhemmin tapahtuneiden maakuoren liikuntojen ja rapautumisen takia näihin kivilajeihin on kuitenkin syntynyt rikkonaisuutta (Airaksinen, 1978). Suomen kallioperässä pohjavesi voi esiintyä ja liikua oleellisesti vain pitkin erilaisia rakoja, halkeamia ja niiden muodostamia ruhjeita.

Pohjaveden muodostuminen ja vedenjohtavuus Suomen kallioperässä on yleisesti sanottuna varsin heikko (Airaksinen, 1978). Vettä varastoivia ja johtavia järjestelmiä muodostavat kallioperän rapautumiskuori, kivimassoissa yleinen rakoilu ja muodostumia leikkaavat ruhjevyöhykkeet; osittain erikseen, osittain yhteisiä akvifereja muodostaen (Mälkki, 1986). Näitä peruskalliomuodostumissa olevia pohjavesialtaita on yleensä runsaslukuisesti, mutta ne ovat kooltaan pieniä.

Kallion rakoilua esiintyy eriasteisena lähes kaikkialla kallioperässä. Rakojen määrä, tiheys, rakosysteemien yhtäläisyys ja laajuus vaihtelevat eri kivilajien mukaan. Ne ovat avonaisia lähinnä 100 m:n syvyyteen maanpinnasta, josta alaspäin niiden tilavuus nopeasti pienenee (Mälkki, 1986). Tämän takia veden virtausta tapahtuu yleensä vain kalliomuodostumien yläosissa. Näiden kallionpintaan ulottuvien rakojen välityksellä kalliopohjavesi on yhteydessä kallion päällä olevien maakerrosten pohjaveteen. Kalliopohjaveden ja maakerrosten pohjaveden välinen yhteys riippuu kallion rakoilutiheydestä ja kallion pintaan rajoittuvan maakerroksen vedenjohtavuudesta. Näiden tekijöiden pienentyessä myös maa- ja kallioperän vesien välinen yhteys heikkenee. (Mälkki, 1986)

Peruskalliomuodostumissa esiintyy ainakin jonkin verran suoraviivaisia ja pitkänomaisia rikkoutumisvyöhykkeitä, joita kutsutaan ruhjeiksi. Niiden pituus vaihtelee muutamasta kymmenestä metristä jopa satoihin kilometreihin ja leveys senttimetreistä kilometreihin (Mälkki, 1986). Ruhjeet varastoivat pohjavettä runsaammin ja muodostavat kallioperän varsinaiset pohjavesialtaat. Ruhjeiden pohjavesialtaat ovat pitkänomaisia, joskin huomattavasti ruhjetta lyhyempiä (Mälkki, 1986).

Pääsääntöisesti kalliopohjaveden purkautumispaikat sijoittuvat kallioperän rako-, ruhje- ja siirrosvyöhykkeisiin, jotka ovat peittyneet Suomessa irtaimilla maalajeilla. Siten pohjavesi purkautuu maakerrosten kautta tai usein suoraan vesistön peittämiin osiin. Sisämaan suuret järvioltaat toimivat usein syvällä virtaavan kalliopohjaveden potentiaalisimpina purkautumisalueina, joissa pohjavesi edelleen täydentää pintavesivarastoa. Selvät kalliolähteet ovat täten harvinaisia, sillä paikallisen kalliopohjavesivyöhykkeen purkautumisalue on usein myös sama kuin maaperässä olevan pohjaveden. (Mälkki, 1986)

Rannikolla meren pinta muodostaa kalliopohjaveden alimman purkautumistason (Mälkki, 1986). Kalliopohjaveden purkautumispaikat tai -vyöhykkeet voivat kuitenkin vaihdella rantaviivasta merenalaiseen riippuen kallioperän rakenteellisista ominaisuuksista samalla tavalla kuin mantereella. Täten pohjavesi voi purkautua hyvinkin kaukana rannasta. Se kuinka kaukaa mantereelta alempien vyöhykkeiden pohjavesi virtaa ja purkautuu mereen, riippuu kallioruhjeiden ulottuvuudesta mantereelle ja nii-

den vedenjohtavuusominaisuuksista sekä kallioperän paikallisista olosuhteista. (Mälkki, 1986)

Jääkaudet ovat kuluttaneet Suomen peruskalliota, jota ne eivät ole jättäneet paljoa näkyviin. Vain noin 3 % (Turunen, 2007) Suomen maapinta-alasta on paljasta kalliota. Nämä kalliopaljastumat vähentävät pohjaveden muodostumista, sillä kallionpinnalla virtaavat vedet joutuvat osaksi suoraan kallion rakoihin, osaksi valuvat viereisiin maakerroksiin ja osaksi myös haihtuvat suoraan kallion pinnalta (Airaksinen, 1978). Suurinta osaa Suomen kallioperästä peittää viimeisimmän jäätiköitymisvaiheen nykyisen kaltaiseksi muokkaama, muutamasta metristä kymmeneen metriin paksu maapeite (Turunen, 2007).

5 Pohjaveden virtaus

5.1 Suotovirtaus

Suotovirtaus on pohjaveden hidasta virtausta, joka tapahtuu huokoisessa väliaineessa kuten maaperässä tai rakoilleessa kalliassa. Suotovirtaus on virtausmekaniikan ilmiö, johon sovelletaan nesteiden mekaniikan yleisiä periaatteita kuten massan, liikemäärän ja energian säilymlakeja. Virtausmekaniikka kattaa nesteiden ja kaasujen mekaniikan. Verrattaessa yleistä nesteiden ja kaasujen virtausta huokoisen aineen läpi koskevaan mekaniikkaan pohjavesihydrauliikan yhtälöitä johdettaessa voidaan tehdä useita yksinkertaistuksia aiheuttamatta tuntuvaa virhettä (Airaksinen, 1978). Tarkasteltaessa veden virtausta maassa tehdään yleensä seuraavat lähtöoletukset ja yksinkertaistukset (Airaksinen, 1978; RIL 157-I, 1985):

- Huokosvesi on homogeenista.
- Huokosvesi ja raeaines kokoonpuristumatonta.
- Raerungon liikenopeus on häviävän pieni vesipartikkelien keskimääräiseen nopeuteen nähden.
- Veden virtaus tapahtuu vedellä kyllästyneessä maassa tai kalliassa.

Todellisuudessa veden virtausta tapahtuu myös vedellä kyllästymättömässä kerroksessa. Yleensä kuitenkin tehdään yksinkertaistus ja tarkastellaan veden virtausta vain kyllästyneessä kerroksessa.

Pohjaveden virtausnopeus riippuu maan vedenläpäisevyydestä ja vedenpinnan kaltevuudesta. Todelliseen virtausnopeuteen vaikuttaa myös maan huokoisuus. Pohjaveden virtausnopeudet vaihtelevat luonnontilassa välillä 1,5 m/a...1,5 m/d, mutta mm. vedenotto ja maaperän kuivatus saattavat nostaa veden virtausnopeutta huomattavasti suuremmaksi (Airaksinen, 1978).

Suotovirtauksen virtaamatiheys v_n [m/s] määritetään kaavalla (6) (RIL 157-I, 1985).

$$v_n = \frac{dQ}{dS}, \quad (6)$$

missä dQ on pinta-alkion dS läpi suotautuva differentiaalinen virtaama. Pinnan S läpi suotautuva virtaama Q_s [m³/s] saadaan virtaamatiheyden pintaintegraalina kaavalla (7) (RIL 157-I, 1985).

$$Q_s = \int_S v_n dS \quad (7)$$

Virtaamanopeus on virtaama jaettuna huokoisen aineen kokonaispinta-alalla, johon kuuluvat sekä kiinteä aines että virtaukselle avoin huokostila (Airaksinen, 1978). Virtaamanopeus q [m/s] on kohtisuorassa poikkileikkausta S vastaan ja se määritetään kaavalla (8).

$$q = \frac{Q_s}{S} \quad (8)$$

Yleisesti virtaamanopeus on vektorisuure, jota kutsutaan myös virtaamavuon tiheydeksi, virtaamatiheydeksi, virtaamavuoksi tai Darcyn nopeudeksi (Eloranta, 2007). Virtaamanopeus ei kuvaa vedennopeutta, mutta on siitä riippuvainen (Airaksinen, 1978).

Keskimääräinen virtausnopeus eli suotonopeus määritetään vektorina, jonka suunta ilmaisee virtauksen keskimääräisen suunnan ja sen suuruus nestepartikkelien keskimääräisen nopeuden. Sen suuruus on virtaussuuntaa vastaan kohtisuoran pinta-alkion S läpäisevä virtaama jaettuna pinta-alkion virtauksen kannalta tehokkaan huokostilan pinta-alalla. Maan huokostilassa on virtauksen kannalta tehottomia umpipe-
rähuokosia ja taskuja sekä varsinkin hienorakeisissa maalajeissa lisäksi liikkumaton-
ta vaippavettä rakeiden pinnoissa. Nämä tilat otetaan huomioon tehokkaan huokoi-
suuden n_e ($< n$) avulla. (Airaksinen, 1978) Keskimääräinen virtausnopeus v_s [m/s] voi-
daan siis määrittää kaavalla (9).

$$v_s = \frac{Q_s}{S \cdot n_e} = \frac{q}{n_e}, \quad (9)$$

missä n_e on virtauksen kannalta tehokas huokoisuus. Keskimääräinen virtausnopeus on maan huokoisuudesta riippuen 2...5 kertaa virtaamanopeutta suurempi (Airaksinen, 1978). Virtaamanopeutta q käytetään yleensä pohjavesivirtauksen matemaattisissa yhtälöissä ja keskimääräisiä nopeuksia esimerkiksi merkkiainekokeissa.

5.2 Darcyn laki

Darcyn laki on pohjavesihydrauliikan perusta ja sen määritelmä on esitetty kaavassa (10). Tässä muodossa Darcyn lakia voidaan käyttää vain veden kyllästävässä pohjavesivyöhykkeessä. Darcy tutki veden suodatusta vaakasuorien hiekkakerrosten läpi (Airaksinen, 1978).

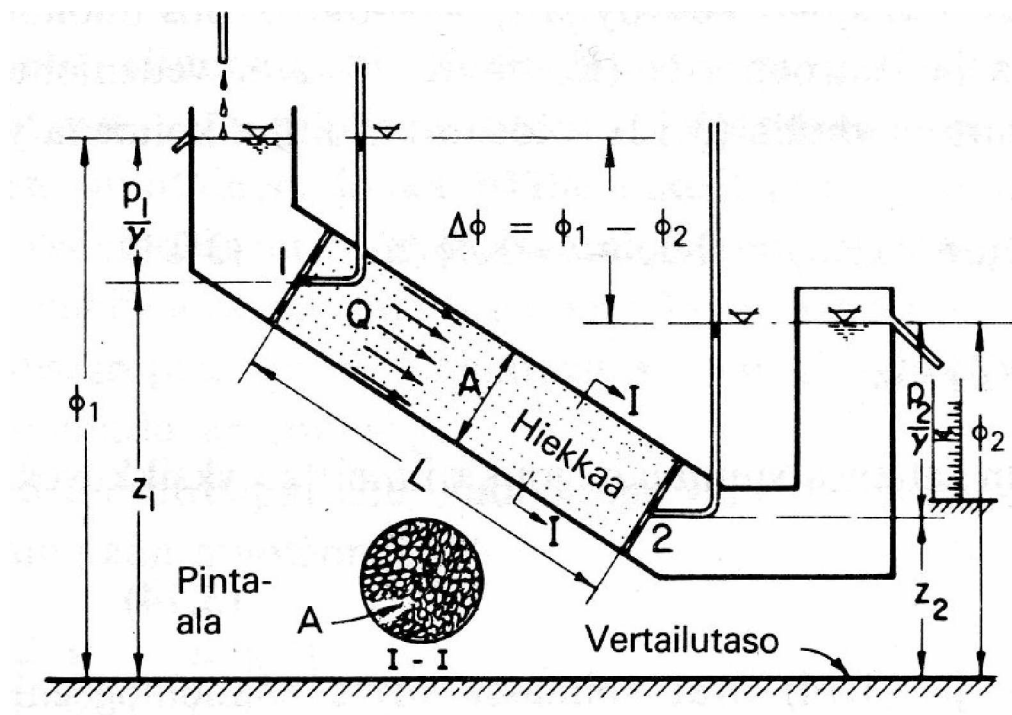
$$Q = k \cdot A \cdot i = k \cdot A \cdot \frac{\Delta h}{L}, \quad (10)$$

missä Q on virtaama [m^3/s], k vedenläpäisevyyskerroin [m/s], A poikkileikkauksen pinta-ala [m^2], i hydraulinen gradientti ja Δh on hydraulisten korkeuksien välinen erotus matkalla L . Virtaamanopeus q [m/s] ja hydraulinen korkeus h_i tarkkailupistekohdassa i lasketaan kaavalla (11). Darcyn lakia on havainnollistettu kuvan 6 koejärjestelyllä. Kuvasta nähdään kuinka pohjavesi virtaa kasvavaa painetta kohti, vaikka hydraulinen korkeus pienenee.

$$q = \frac{Q}{A} = k \frac{\Delta h}{L} = k \cdot i \quad (11)$$

$$h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma_w}$$

jossa z_i on tarkkailupisteen korkeus ja p_i/γ_w on painekorkeuden termi. Kineettistä energiaa ei oteta pohjaveden virtauksessa huomioon, sillä virtausnopeudet ovat hyvin pieniä. (Airaksinen, 1978)

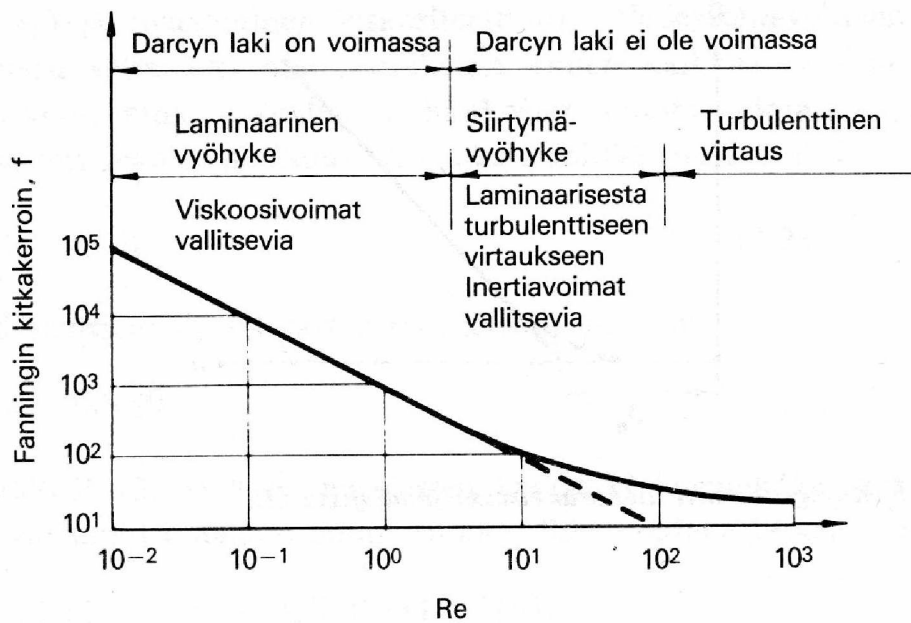


Kuva 6. Darcyn lain koejärjestely: suotovirtaus kaltevassa asennossa olevan hiekkasynterin läpi (Airaksinen, 1978). Kuvassa oleva ϕ on pietsometrinen korkeus (hydraulinen korkeus).

Darcyn laki on voimassa laminaarisella virtauksella ja pienillä virtaamanopeuksilla. Darcyn lain voimassaolo voidaan määrittää Reynoldsin luvun Re avulla, joka lasketaan kaavalla (12) (Airaksinen, 1978).

$$Re = \frac{q \cdot d}{\nu}, \quad (12)$$

jossa q on virtaamanopeus, d jonkin huokoisen väliaineen pituusmitta ja ν on veden kinemaattinen viskositeetti. Pohjavesihydrauliikassa kaavan (12) putken halkaisijaa d vastaa usein maa-aineksen keskimääräinen raekoko d_{50} . Darcyn laki on voimassa laminaarisella virtauksella, jolloin Reynoldsin luku on maalajin keskimääräisen raekoon perusteella laskettuna pienempi kuin jokin lukujen 1...10 välillä oleva arvo (Airaksinen 1978). Darcyn laki ei ole enää voimassa, kun Reynoldsin luku tästä kasvaa ja virtaus ei enää pysy pelkästään laminaarisena. Korkeilla Re -arvoilla ($Re > 100$) virtaus on turbulentsia. Laminaarisella virtauksella virtaamanopeus q ja hydraulinen gradientti i riippuvat toisistaan lineaarisesti. Näin ei enää ole siirtymävyöhykkeellä tai turbulentsin virtauksen alueella. Reynoldsin luvun, eri virtausvyöhykkeiden ja Darcyn lain suhdetta on havainnollistettu kuvassa 7. Luonnollisessa pohjaveden virtauksessa yleensä $Re < 1$ ja tämän vuoksi Darcyn lakia voidaan laajalti soveltaa (Airaksinen, 1978). Poikkeamia tästä saattaa olla kallioakvifereissa ja alueilla, joissa hydraulinen gradientti on suuri.



Kuva 7. Pohjaveden virtauksen, Darcyn lain ja Reynoldin luvun suhde (Airaksinen 1978).

Darcyn laki ei ole myöskään sellaisenaan voimassa hienorakeisissa maalajeissa. Näiden rakeiden ympärillä on liikkumatonta vaippavettä, erittäin hitaasti liikkuvaa vettä ja vastavirtoja. Tästä aiheutuu, että virtausta ei tapahdu lainkaan ennen kuin maalajille ominainen kynnyksigradientti ylitetään. Esimerkiksi saville kynnyksigradientti saattaa olla suurempi kuin 30 (Airaksinen, 1978).

Darcyn laki alkuperäisessä muodossaan pätee vain yksiulotteiselle virtaukselle. Virtauksen ollessa kolmiulotteista Darcyn laki saa kaavan (13) muodon.

$$\bar{q} = k \cdot \bar{i}, \quad (13)$$

missä \bar{q} on virtaamanopeusvektori, jonka komponentit x-, y- ja z-suunnissa ovat q_x , q_y ja q_z , ja \bar{i} on hydraulisen gradientin vektori, jonka komponentit x-, y- ja z-suunnissa ovat i_x , i_y ja i_z . Isotrooppisen ($k_x = k_y = k_z$) ja homogeenisen väliaineen ollessa kyseessä vedenjohtavuus k on vakio skalaarisuure ja kaava (13) voidaan kirjoittaa kaavan (14) muotoon. (Airaksinen, 1978; RIL 157-I, 1985)

$$\begin{aligned} q_x &= k \cdot i_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \\ q_y &= k \cdot i_y = -k \frac{\partial h}{\partial y} \\ q_z &= k \cdot i_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (14)$$

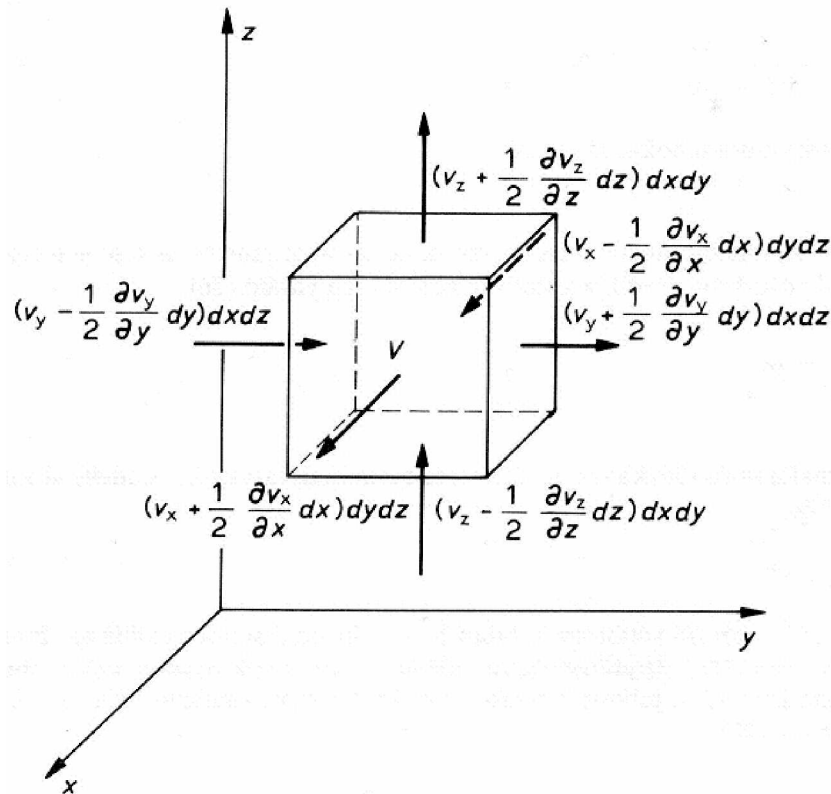
missä h on painekorkeus. Kaava (14) on kirjoitettu isotrooppiselle väliaineelle, mutta useimmat akviferit ovat enemmän tai vähemmän anisotrooppisia, jolloin vedenläpäisevyys vaihtelee eri suunnissa. Darcyn laki kolmiulotteisessa virtauksessa, aniso-

trooppiselle väliaineelle saa seuraavan muodon (kaava 15). (Airaksinen, 1978; RIL 157-I, 1985)

$$\begin{aligned}
 q_x &= k_{xx} \cdot i_x + k_{xy} \cdot i_y + k_{xz} \cdot i_z = - \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\
 q_y &= k_{yx} \cdot i_x + k_{yy} \cdot i_y + k_{yz} \cdot i_z = - \left(k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\
 q_z &= k_{zx} \cdot i_x + k_{zy} \cdot i_y + k_{zz} \cdot i_z = - \left(k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right)
 \end{aligned} \tag{15}$$

5.3 Suotovirtauksen differentiaaliyhtälö

Tarkastellaan (x, y, z) -koordinaatistossa maan tilavuusalkiota V , jonka sivut ovat dx , dy ja dz (kuva 8). Massan häviämättömyyden perusteella tarkasteltavaan kokonaisuuteen jonakin aikana tuleva vesimäärä on yhtä suuri kuin altaasta samalla aikavälillä poistuva vesimäärä lisättynä tai vähennettynä vesivaraston muutoksella. (Airaksinen, 1978) Koska huokosvesi oletetaan kokoonpuristumattomaksi, voidaan massan säilymisen sijasta tarkastella huokosveden tilavuuden säilymistä (RIL 157-I, 1985).



Kuva 8. Suotovirtauslaskelmissa tarkasteltava tilavuusalkio V (RIL 157-I, 1985).

Alueelle V saadaan virtaamalle seuraava lauseke (16) kuvan 8 tietojen perusteella.

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dx dy dz = \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) V, \quad (16)$$

missä v_x , v_y ja v_z ovat virtaamanopeuden termejä suunnissa x , y ja z .

Ominaisvarastoituvuus S_0 [1/m] määritetään kaavalla (17) ja alueen V vesimäärän muuttumisnopeus $\partial V_w / \partial t$ määritetään kaavalla (18).

$$S_0 = \frac{dV_w}{V dh}, \quad (17)$$

jossa dV_w on vesitilavuuden muutos alueessa V ja dh on sitä vastaava hydraulisen korkeuden muutos.

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = V S_0 \frac{\partial h}{\partial t}, \quad (18)$$

jossa S_0 ominaisvarastoituvuus [1/m], V_w on alueeseen V sisältyvä vesitilavuus [m^3], h hydraulinen korkeus ja t on aika. Huokosveden jatkuvuusyhtälön (kaava 19) saamiseksi tulee lausekkeen (16) ja varastoitumisnopeuden $\partial V_w / \partial t$ summan hävitä. Näin huokosveden tilavuus alueessa V säilyy. (RIL 157-I, 1985)

$$-\frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{\partial v_y}{\partial y} - \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{1}{V} \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (19)$$

Sijoittamalla kaavaan (19) Darcyn lain mukaiset virtaamanopeuksien lausekkeet ja varastoitumisnopeuden lauseke saadaan tulokseksi ajasta riippuvan suotovirtauksen differentiaaliyhtälö. Isotrooppisessa tapauksessa differentiaaliyhtälö on kaavan (20) muotoinen ja anisotrooppisessa tapauksessa kaavan (21) muotoinen. (RIL 157-I, 1985)

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_0 \frac{\partial h}{\partial t} \quad (20)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ & = S_0 \frac{\partial h}{\partial t} \end{aligned} \quad (21)$$

Pysyvässä (stationäärisessä) virtauksessa hydraulinen korkeus ei riipu ajasta ($\partial h / \partial t = 0$). (RIL 157-I, 1985) Tällöin suotovirtauksen differentiaaliyhtälö voidaan kirjoittaa kaavan (22) muotoon.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0, \quad (22)$$

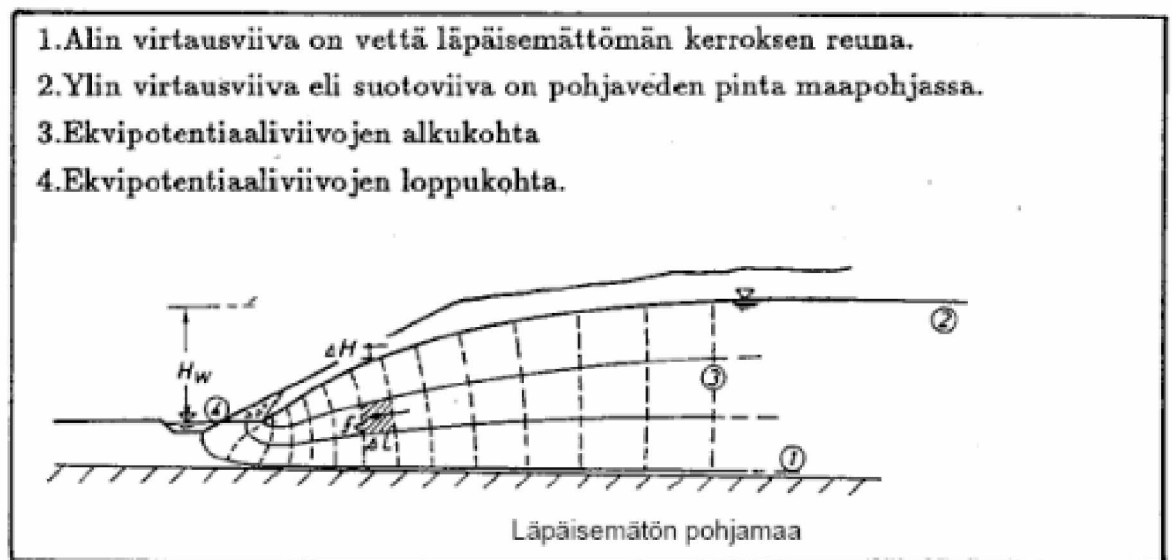
missä termit k_x , k_y ja k_z ovat maakerroksen vedenläpäisevyyskertoimet suunnissa x , y ja z .

5.4 Virtausverkko

Virtausverkolla kuvataan usein pohjaveden virtausta graafisesti. Sen muodostavat virtaus- ja ekvipotentiaaliviivaparvet. Virtausviiva kuvaa pohjaveden virtauksen makroskooppista suuntaa. Kahden virtausviivan välistä aluetta sanotaan virtauskanavaksi. Ekvipotentiaaliviivat kuvaavat pietsometrisen korkeuden jakautumista virtauskentässä (Airaksinen, 1978). Ne yhdistävät pisteitä, joissa pietsometrinen korkeus on sama. Pohjaveden korkeuskäyrät ovat myös ekvipotentiaaliviivoja, sillä pohjaveden virtaus on melkein vaakasuoraa. Ekvipotentiaaliviivat ovat kohtisuorassa virtausviivoja vastaan (RIL 157-I, 1985). Kuvassa 9 nähdään esimerkki virtausverkosta maaluis-kassa. Kuvasta 9 ilmenee myös, kuinka hydraulinen gradientti i voidaan laskea halutulle kohteelle tehdystä virtausverkosta kaavan (23) avulla (Liikennevirasto, 2010).

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta L}, \quad (23)$$

jossa ΔH on putouskorkeus kahden vierekkäisen ekvipotentiaaliviivan välillä [m] ja ΔL on virtausmatka [m].



Kuva 9. Virtausverkosto maaluis-kassa (Liikennevirasto, 2010).

Suotovirtaamat voidaan laskea virtausverkkoa apuna käyttäen joko koko virtausverkon alueelle tai vain sen osalle. Suotovirtaama q pystytään laskemaan "neliöistä" muodostuvan virtausverkon avulla kaavan (24) avulla.

$$q = kH \frac{N_f}{N_d}, \quad (24)$$

missä k on vedenläpäisevyys, H hydraulisen korkeuden kokonaishäviö, N_f virtauskanavien lukumäärä ja N_d on ekvipotentiaaliviivojen välien (eli painekaistojen) lukumäärä.

6 Pohjavesitilanteen tutkiminen

6.1 Yleistä

Jokaisen merkittävästi pohjavedenpinnan alapuolelle ulottuvan rakentamiskohteen pohjavesitilanteen kannalta maaperästä on tarpeen selvittää mm. maaperän kerrosrakenne, maalajien rakeisuus, vedenläpäisevyys (k-arvo) ja varastokerroin (S-arvo). Kohteen pohjavesitilanteen selvittämiseksi alueella tulee tehdä pohjatutkimuksia ja tarkastella alueelta jo käytettävissä olevia pohjasuhdetietoja.

Perinteisiin pohjatutkimuksiin kuuluvat erilaiset kairaukset ja näytteiden otto maaperästä sekä tarvittaessa pohjavedestä ja kallioperästä. Näytteistä tehdään laboratoriokokeet, joiden tuloksista tulkitaan maaperää, kallioperää tai pohjavettä kuvaavia parametreja. Perinteisten pohjatutkimusten lisäksi pohjavesitilannetta kartoitettaessa tehdään yleensä myös maastossa erilaisia kokeita ja mittauksia, kuten esimerkiksi pumppauskokeita ja slug-testejä sekä mitataan pohjavedenpinnan korkeusasema havaintoputkista.

6.2 Maaperän tutkiminen

6.2.1 Maanäytteet

Pohjavesitutkimusten yhteydessä on melko yleistä, että maanäytteinä otetaan ns. häiriintyneitä näytteitä käyttäen huuhtelumenetelmää. Tällöin näyte saadaan vesi- tai ilmahuuhtelun avulla putkesta, joka juntataan määräsyvyyteen (Mälkki, 1986). Tällä menettelyllä saadaan edustavia näytteitä, jos maaperä on hyvin lajittunutta, esimerkiksi hiekkaa. Menettelytapa ei sovellu huonosti lajittuneelle maaperälle. Häiriintyneet näytteet antavat kohtalaisen kuvan maakerrosten rakenteesta. Niistä analysoidaan laboratoriossa mm. maalaji rakeisuusmäärityksellä.

Näytteitä voidaan ottaa erilaisilla kairauskoneilla kairausten yhteydessä, käsiottimilla ja kaivinkoneilla koekuopasta. Luonnontilaisten maanäytteiden saanti pohjavedenpinnan alapuolelta ei yleensä ole mahdollista (Mälkki 1986). Maanäytteet ovat joko häiriintyneitä tai häiriintymättömiä. Häiriintymättömiä näytteitä tarvitaan esimerkiksi vedenläpäisevyyttä arvioitaessa laboratoriokokeella tai maakerroksen painumalaskentaa varten tehtävissä kokoonpuristuvuuskokeissa. Myös häiriintyneiden näytteiden pohjalta arvioidaan vedenjohtavuutta laboratoriossa. Savi ja savinen siltti ovat maalajeja, joista on yleensä mahdollista ottaa rakenteeltaan kohtuullisen häiriintymättömiä maanäytteitä. Syvältä karkeasta siltistä ja hiekasta on lähes mahdotonta saada normaaleilla näytteenottotekniikoilla häiriintymättömiä näytteitä. (Hartikainen et al. 2001) Maanäytteestä voidaan arvioida laboratoriossa maan vedenläpäisevyyttä.

Häiriintyneitä näytteitä voidaan ottaa esimerkiksi porakonekairauksella sekä kalliosta että maaperästä. Ne antavat kuitenkin kohtalaisen kuvan maakerrosten rakenteesta. Sekä maa- että kallionäytteet voidaan ottaa joko yksittäisinä näytteinä tietyltä syvyydeltä tai jatkuvana sarjana koko vettä johtavan kerrostuman paksuudelta.

6.2.2 Maaperän rakeisuuden tutkiminen

Maan rakeisuus kuvaa maa-aineksen partikkelikokojakautumaa. Rakeisuus vaikuttaa esimerkiksi maan vedenläpäisevyyteen ja routivuuteen. Maa-aineksen rakeisuutta ja laatua voidaan kuvata rakeisuuskäyrällä. Maan lajitekoostumus ilmoitetaan perinteisesti usein vain läpimitaltaan alle 6 mm maajakeille. Karkeammat jakeet sekä kivet ja lohkareet arvioidaan usein vain maastossa silmämääräisesti.

Maan rakeisuutta voidaan mitata usealla tavalla. Sitä voidaan tutkia esimerkiksi pelkästään aistinvaraisesti, kuiva- tai pesuseulonnalla, areometrikokeella, pipettimenetelmällä, lasergranulometrillä tai laserdiffraktiomenetelmällä. Tuloksista piirretään rakeisuuskäyrä. Yleensä raekokojakauma määritetään 0,063...64 mm rakeista seulomalla maa-aines eri seulakokoja käyttäen joko kuivaseulontana tai pesuseulontana. Karkearakeisten maalajien rakeisuus selvitetään yleensä kuivaseulonnalla. Hienoimpien seulalla erotettavien maa-aineksien määrittämiseksi käytetään yleensä pesuseulontaa. Jos maalajissa on sekä karkeaa että hienoa ainesta, tehdään pesuseulonta (Sassali, 2008). Areometrikoe tehdään pesuseulotun materiaalin loppuosalle, jos 0,074 mm seulalle on jäänyt vähintään 10 % maanäytteen määrästä (Sassali, 2008). Läpimitaltaan pienempien kuin 0,002 mm rakeiden määrittämiseen areometrikoe ei kuitenkaan sovellu. (Tielaitos, Kehittämiskeskus, 1993)

Areometri- eli hydrometrikokeella voidaan määrittää karkearakeisten maalajien hienomman osan rakeisuusjakautuma tai hienorakeisten maalajien raekoostumus. Koe soveltuu savi-, siltti- ja moreenimaa-aineksille (PANK-2103, 2002). Menetelmässä mitataan tietyn alkukoostumuksen omaavan lietteen tiheyttä ajan funktiona. Koe perustuu Stokesin lakiin, jonka mukaan nesteessä vajoavat hiukkaset oletetaan pallonmuotoisiksi. Hienorakeisten maalajien rakeet muodostuvat kuitenkin yleensä suomukaisista maarakeista. Näillä on pienempi laskeutumisnopeus kuin pallonmuotoisilla rakeilla. Tämä saa aikaan menetelmässä virheen. Myös lietteen lämpötilan vaihtelu ja siihen kohdistuva värinä voivat aiheuttaa kokeeseen epätarkkuutta. (PANK-2103, 2002)

Hienorakeisten maalajien rakeisuuden määrittäminen on areometrikokeella nopeampana menetelmänä kokeiltu lasergranulometriä, joka perustuu erikokoisten maarakeiden erilaisiin valontaittamisominaisuuksiin. Sen heikkoutena on tuloksen suuri riippuvuus maarakeiden muodosta. Silttirakeista saa vielä luotettavan tuloksen, mutta savirakeille lasergranulometri voi antaa virheellisen rakeisuuskäyrän. (Tielaitoksen selvityksiä 28/1998, 1998) Myös laserdiffraktiotekniikkaa voidaan käyttää hienorakeisten maalajien rakeisuuden määrittäminen. Se perustuu vakiovalosädekimpun sironnan detektointiin ja sirontakuvan matemaattiseen tulkintaan (Levula & Westman, 2002).

Areometrikokeen sijasta voidaan myös käyttää pipettimenetelmää, joka on luotettava ja laajasti käytössä oleva menetelmä, mutta myös työläämpi kuin esim. laserdiffraktiotekniikka. Areometri- ja pipettimenetelmästä käytetään usein yhteisnimitystä sedimentaatiomenetelmä.

6.2.3 CPTU-kairaus ja puristin-heijarikairaus

CPTU-kairaus ja puristin-heijarikairaus voidaan käyttää pohjavesitilanteen tutkimiseen. Niillä voidaan arvioida huokosvedenpainetta sekä maakerrosrakennetta, kerrosten lujuus- ja vedenläpäisevyysominaisuuksia.

CPTU-puristinkairauksessa kairaa puristetaan maahan sekä samalla mitataan sähköisesti kairan kärjestä karkivastusta, vaippakitkaa, huokospainetta. Näistä saatujen tulosten ja kairajan havaintojen perusteella arvioidaan maakerrosten jatkuvuus ja kerrosrajat sekä määritetään maalajimuodostumat ja niiden geotekniset parametrit. CPTU-kairauslaitteistolla voidaan saavuttaa lähes jatkuvia mittauskäyriä mittausvälin ollessa tarpeeksi tiheä. CPTU-kairausreiän etäisyys muihin kairaus- ja näyttereikiin pitää olla vähintään 2 m. Ilma- ja vesihuuhTELulla tehtyihin kairausreikiin etäisyyden pitää kuitenkin olla jopa vähintään 5 m (Kairausopas VI, 2001). Kun CPTU-kairauksessa mitataan myös huokosvedenpainetta, alkukairaus tehdään koko kuiva-kuorikerroksen tai karkean täytekerroksen läpi tai vaihtoehtoisesti käytetään työputkea läpäistäessä kyseiset kerrokset. CPTU-kairaus soveltuu parhaiten koheesiomaalajeihin sekä löyhiin ja kivettömiin kitkamaalajeihin. CPTU-kairaus on aloituskustannuksiltaan hieman kalliimpi kuin muut kairausmenetelmät, mutta se antaa tarkempaa tietoa maakerrosvaihteluista kuin muut menetelmät (Kairausopas VI, 2001).

Puristin-heijarikairaus on yhdistelmäkairaus, jossa yhdistyvät mekaaninen puristin-kairaus ja vapaapudotusheijarikairaus. CPTU-kairaus (puristinkairaus) soveltuu parhaiten pehmeille maalajeille ja heijarikairaus taas tiiviille ja karkeille kitkamaille. Puristin-heijarikairaus sopii sekä koheesiomaiden että kitkamaalajien tutkimiseen. Kairausmenetelmän puristusvaiheen aikana pehmeissä maalajeissa voidaan soveltaa CPTU-kairauksen tulkintoja, mutta kairankärjen puristusvoiman mittausherkkyys ja -tarkkuus on heikompi kuin CPTU-kairauksessa. Vastaavasti heijauskairausvaiheessa pystytään läpäisemään tiiviit ja karkeat kerrokset ilman kairausmenetelmän vaihtamista. Puristin-heijarikairaus aloitetaan puristinkairauksena, kunnes maksimipuristusvoima saavutetaan ja vaihdetaan heijarikairaukseen. Tarvittaessa voidaan siirtyä takaisin puristinkairaukseen, mutta kairaus tulee aina lopettaa heijarikairaukseen. Kairauksessa saadaan puristusvaiheessa enemmän tietoa kuin heijarivaiheessa. Puristin-heijarikairauksessa parametrien mittaus tapahtuu tankojen yläpäässä, jolloin mittaustuloksiin vaikuttaa tankovastus. Kairauksen mitattavia parametreja ovat kokonaiskarkivastus, puristusvoima, vääntömomentti, lyöntien määrä, kairausvyvyys ja pyöritysnopeus. Kairaustulokset rekisteröidään automaattisesti tallennin- ja piirturiyksikköön. Puristin-heijarikairareian etäisyys muihin lähellä sijaitseviin kaira- ja näyteottoreikiin tulee olla vähintään 2 m ja, mikäli on käytetty paineilmaa, vähintään 5 m (Kairausopas VI, 2001).

Puristin-heijarikairauksessa tankoja pyöritetään jatkuvasti, jotta tankovastus pienenesi. CPTU-kairauksessa tankoja ei pyöritetä. Tankojen pyörityksen ja niiden pienemmän halkaisijan ansiosta päästään puristin-heijarikairauksella keskimäärin syvemmälle kuin CPTU-kairauksella. Muita merkittäviä eroja CPTU-kairaukseen on kairauksessa käytettävä kärki ja kairauslaitteiston mittauskohta. CPTU-kairauksessa mittaus tapahtuu kairan kärjessä, jolloin tankokitkaa ei tarvitse ottaa huomioon tuloksissa toisin kuin puristin-heijarikairauksessa. Puristin-heijarikairauksessa käytetään normaalia heijarikairan karkikappaletta, johon ei ole laitettu rikkoutumisherkkiä mittaustantureita. (Kairausopas VI, 2001)

6.2.4 Muut maaperää tutkivat kairaukset

Muita pohjavesitutkimuksissa yleisesti käytettäviä kairauksia ovat tärykairaus ja porakonekairaus. Tärykairaus tehdään suurelta osin samoin kuin koetintankokairaus, mutta tankoja painetaan maahan käyttäen konevoimaa. Paineilmakairausta voidaan käyttää vaikeasti läpäisevässä maaperässä ja kerrospaksuuden ollessa suuri. Se vaatii melko suuren laitteiston. Porakonekairauksen avulla päästään tarvittaessa kymmeni-

en metrien syvyyteen kallioon. Sen avulla voidaan asentaa myös pohjavesiputkia ja ottaa näytteitä.

6.3 Vedenläpäisevyys, varastokerroin ja vedenjohtokyky

6.3.1 Yleistä

Vedenläpäisevyyserroin (k -arvo), varastokerroin (S -arvo) ja vedenjohtokyky (T -arvo) voidaan määrittää maastossa (in situ) koepumppauksella, slug-testillä, kairanreikämenetelmällä, imeytystestillä tai merkkiainekokeella. Kokeen tulosten perusteella arvioidaan yleensä joko vedenläpäisevyyserointa tai vedenjohtokykyä ja varastokerointa. Toisaalta akviferin vedenjohtokyky ja vedenläpäisevyys pystytään arvioimaan toistensa avulla ($T = k \cdot b$).

6.3.2 Koepumppaus

Koepumppauksen avulla saadaan tietoa maaperän alueellisista vedenläpäisevyyssarvoista ja varastokertoimesta. Sen avulla voidaan myös selvittää veden laadun, määrän sekä vedenoton ympäristövaikutuksia. Koepumppaus voidaan tehdä mm. imuputkesta tai putkistosta, pohjaveden havaintoputkesta tai putkikaivosta. Pohjavesiputkesta voidaan pumpata esim. kahden metrin syvyydellä vettä ja määrittää tämän jälkeen veden laatu vesinäytteestä sekä mittarin avulla pumppausvirtaama. Koepumppaus voi olla pitkäaikainen tai lyhytaikainen. Ennen varsinaisen koepumppauksen aloittamista kannattaa tehdä alustavia pohjaveden pumppausmittauksia (antoisuusmittauksia), jotta saadaan selville pumppausmäärien karkea suuruusluokka.

Pitkäaikaista koepumppausta käytetään yleensä pohjavesiesiintymän vähimmäisantoisuuden määrittämiseen, jolla saadaan pohjavesiesiintymästä saatavissa oleva pohjavesivirtaama kuivimpana ajankohtana. Pumppauspaikalle ja sen ympäristöön asennetaan havaintoputkia pohjavedenpinnan vaihtelujen tarkkailemista varten pumppauksen aikana ja sen jälkeen. Suomessa pyritään koepumppauksia tekemään niin pitkäkestoisina, että vedenpinnan lasku pysähtyy ja tasapainotilanne saavutetaan vähintään 1...2 viikoksi (Airaksinen, 1978). Tavallisesti koepumppausta pitäisi suorittaa 3...6 kk, ennen kuin riittävään varmuuteen päästään (Airaksinen, 1978). Pumppauksen aikana vedenoton vaikutusalue laajenee. Pumppauksen lopettamisen jälkeen pohjavedenpinnan nousun mittaamisen voi yleensä lopettaa silloin, kun pohjavesi on saavuttanut pumppausta edeltäneen tason tai vedenpinta ei enää kohoa. Vedenkorkeushavaintojen kestoa määritettäessä tulee pumppauspaikan välittömässä läheisyydessä olevien putkien mittaustuloksia verrata kauempana oleviin pitkäaikaishavaintoverkkoon kuuluvien vertailuputkien mittaustuloksiin.

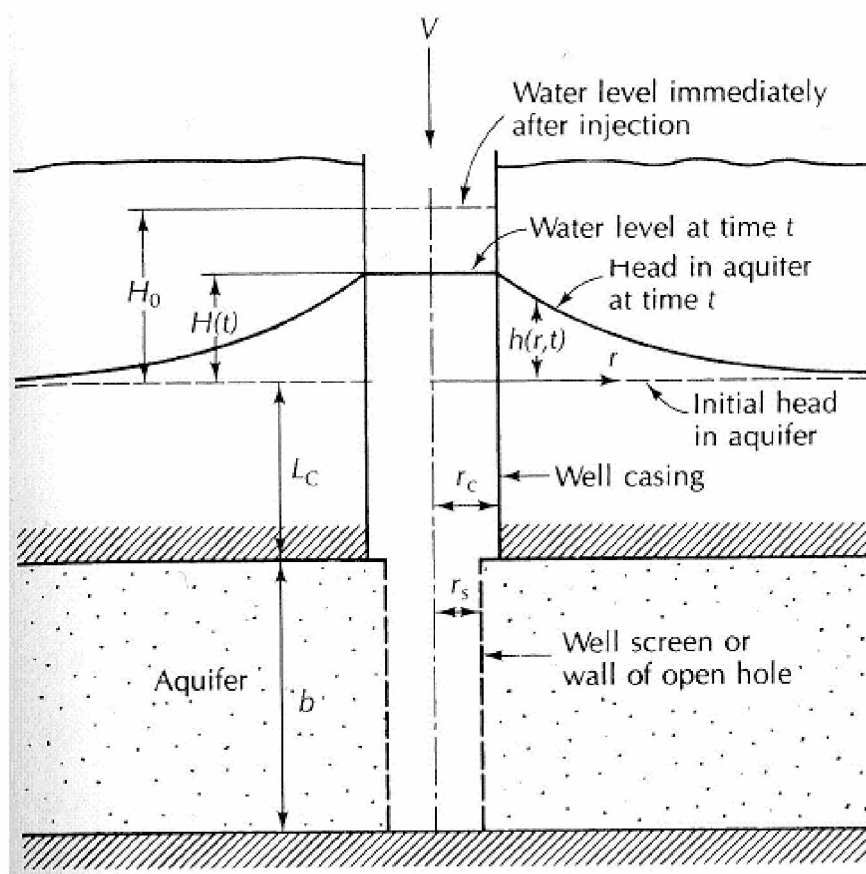
Pumpattu vesi on johdettava riittävän kauas pumppauspaikalta, ettei pumpattu vesi pääse palaamaan takaisin tutkittavaan pohjavesiesiintymään. Pumppausvirtaama voi olla joko vakiosuuruinen tai sitä voidaan muuttaa riippuen vedenpintojen alenemisesta. Mikäli pohjavedenpinnan alenemat ovat suuria ensimmäisten vuorokausien aikana pumppauksen alettua, pohjavesiesiintymän vedenjohtokyky on huono ja esiintymä saattaa olla pienialainen. Jos taas alenemat ovat vähäisiä pumppauksen alussa ja pohjavedenpinnan nousu takaisin on nopea pumppauksen päätyttyä, esiintymä on hyvin vettä johtava ja laaja.

Lyhytkestoisen koepumppauksen kesto on yleensä 1...3 vuorokautta (Airaksinen, 1978). Pohjavedenpinnan korkeushavaintoja on tehtävä pumppauspaikalla sekä paikalle asennetuissa havaintoputkissa erityisesti pumppauksen alussa ja pumppauksen päättyttyä. Koepumppaus tehdään yleensä vakiovirtaamalla.

6.3.3 Slug-testi

Slug- eli palautumistesti antaa arvion keskimääräisestä vaakasuuntaisesta vedenjohdavuudesta pienellä alueella pohjaveden havaintoputken siivilän tai kallioreiän ympäristössä. Slug-testissä aiheutetaan hydraulisessa yhteydessä ympäröivään maa- tai kallioperään olevassa pohjavesiputkessa tai kallioreiässä hetkellinen ja nopea vedenpinnan muutos. Vedenpinnan palautumista normaalitasoonsa seurataan putken tai reikään asennetulla jatkuvatoimisella vedenpainemittarilla sekä usein myös manuaalisesti. (SYKE, 2010b)

Slug-testissä nopea vedenpinnan muutos voidaan aiheuttaa usealla eri tavalla, esim. pumppaamalla vettä pois tai lisäämällä vettä pohjavesiputkeen, pudottamalla putkeen tai nostamalla tietyn tilavuuden omaava tanko putkesta tai käyttämällä vedellä täytettävää noudinta. Kuvassa 10 on periaatepiirros slug-testin suorittamisesta, kun kaivon vedenpintaa poikkeutetaan lisäämällä kaivoon tietty vesimäärä V ja mittamalla sen palautumaa alkuperäiseen vedenpintaansa.



Kuva 10. Esimerkki slug-testin tekemisestä paineellisessa akviverissa, jonka akviferikerroksen paksuus on b . Kaivoon lisätään äkillisesti tietty tilavuus V vettä ja aletaan heti lisäyksen jälkeen mitata kaivon vedenpinnan alentumista alkuperäiseen tasoonsa verrattuna (Fetter, 2001).

Slug-tankomenetelmässä putkeen pudotetaan lieriökappale (tanko), joka aiheuttaa tangon tilavuuden mukaisen vedenpinnan nousun. Vedettäessä tankoa putkesta pois vedenpinta laskee normaalitasolle. Bailer-menetelmässä käytetään noudinta, joka täyttyy sitä laskettaessa (Pullinen, 2010). Vedellä täyttynyttä noudinta pois nostettaessa vedenpinta laskee putkessa noutimen tilavuuden mukaisesti. Tämä menetelmä soveltuu paremmin kallioreikiin johtuen kallioperän pienestä vedenjohtavuudesta (Pullinen, 2010). Vedenjohtavuus voidaan laskea slug-testien tuloksista käyttäen tilanteeseen sopivaa laskentayhtälöä, joita on kehitetty useita erityyppisiin pohjavesitilanteisiin. Slug-testi voidaan myös tehdä hyvin vettä johtavista kerroksista pumpaamalla vettä pois pohjavesiputkesta ja mittaamalla vedenpinnan palautumaa.

6.3.4 Kairanreikämenetelmä

Kairanreikä- eli ns. auger-hole -menetelmässä maahan kairataan pohjavedenpinnan alapuolelle reikä ja odotetaan, kunnes vedenpinta on noussut reiässä pohjavedenpinnan tasolle. Tämän jälkeen osa reiässä olevasta vedestä poistetaan ja aloitetaan vedenpinnan nousunopeuden mittaaminen takaisin koetta edeltäneeseen tasoon. Vedenläpäisevyys voidaan laskea nousunopeuden ja reiän geometrian perusteella. Mikäli pohjavedenpinta on syvällä, voidaan vedenläpäisevyys määrittää ns. käänteisellä kairanreikämenetelmällä, jossa porattu reikä täytetään vedellä ja vedenpinnan alenemaa sekä siihen kuluva aika mitataan (Vakkilainen, 1986).

6.3.5 Imeytystesti

Imeytystestissä veden imeyttäminen maahan tehdään maanpinnalta käsin eikä maahan tehdystä reiästä kuten käänteisessä kairanreikämenetelmässä. Imeytymistesti (infiltrometritesti) perustuu imeytysrenkaan läpi tiettyssä ajassa imeytyvän vesimäärän mittaamiseen. Testi mittaa pystysuoraan vedenläpäisevyyttä (Korkka-Niemi, 2008). Se soveltuu parhaiten silttiä karkeammalle maalle. Testissä sovelletaan Darcyn lakia ja sen yksinkertaistetussa versiossa oletetaan, että hydraulinen gradientti i on yksi. Imeytystesti suoritetaan imeytysrenkaan avulla, joka asetetaan maahan halutulle syvyydelle siten, että virtausta ei pääse tapahtumaan renkaan reunojen alta. Tämän jälkeen rengas täytetään varoen vedellä ja esi-imeytetään kunnes maa-aines on vedellä kyllästynyt. Sitten mitataan samankorkuisen vesipatsaan imeytymisnopeus maahan, mieluiten useamman kerran. (Korkka-Niemi, 2008)

Imeytymistesti voidaan tehdä myös kaksoisrenkaalla tai ns. Guelphin infiltrometritestinä, joka soveltuu maa-ainekselle, jonka k -arvo on 10^{-4} m/s tai pienempi (Korkka-Niemi, 2008).

6.3.6 Merkkiainekoe

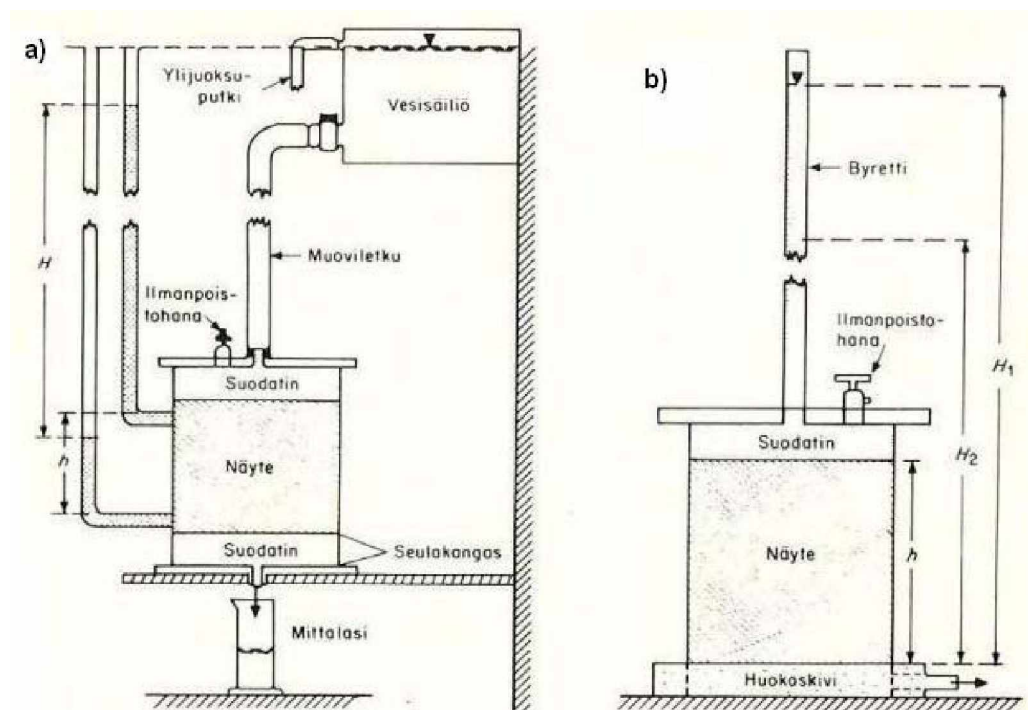
Merkkiainekokeen periaatteena on, että vesien (pintavedet sekä maa- ja pohjavesi) liikkeistä ja maaperän ominaisuuksista saadaan tietoa seuraamalla niihin syötetyn, tai niissä luonnostaan esiintyvän helposti seurattavan aineen käyttäytymistä (Salomaa, 2005). Tätä seurattavaa ainetta kutsutaan merkkiaineeksi. Merkkiainekokeen onnistumisen kannalta on tärkeää merkkiaineiden hyvä tuntemus ja oikean merkkiaineen valinta. Merkkiaine on mikä tahansa aine, joka voidaan tunnistaa atomaaristen, molekylaaristen, fyysisten, kemiallisten tai biologisten ominaisuuksiensa perusteella. Sen tarkkailun ja käyttäytymisen seurannan pitää olla mahdollista halutussa prosessissa, joka voi olla hetkellinen tai tapahtua tietyn ajan kuluessa. Ideaalinen merkkiaine poikkeaa tutkimuksen kohteena olevasta aineesta jonkin tietyn ominaisuuden, esimerkiksi värin tai sähkönjohtavuuden osalta ja on muilta osin tämän kanssa täysin

identtinen. Merkkiaineet voivat olla luonnollisia tai keinotekoisia aineita kuten suola-liuoksia, väriaineita tai radioisotooppeja. Niitä voidaan käyttää mm. maan hydraulisen johtavuuden, huokoisuuden tai pohjaveden virtausnopeuden ja -suunnan määrittämiseen, kunhan käytössä on riittävän laajat tiedonkeruumenetelmät. (Salomaa, 2005)

6.3.7 Vedenläpäisevyys laboratorikokeella

Laboratoriossa voidaan vedellä kyllästyneen maan vedenläpäisevyyden määrittäminen tehdä vakio- tai muuttuvaputouskokeella. Vakioputouskokeessa käytetään muuttumatonta veden painekorkeutta. Tämä menetelmä soveltuu karkearakeisille kitkamaalajeille, joilla on melko suuri vedenjohtavuus, suuruusluokaltaan noin 10^{-4} m/s tai suurempi (Rahikainen, 2010). Kokeessa käytetään yleensä häiriintymättömiä näytteitä. Kokeessa vesi johdetaan näytelieriön läpi painekorkeuden pysyessä muuttumattomana ja mitataan maanäytteen läpi tullut vesimäärä sekä sitä vastaava aika.

Muuttuvaputouskokeessa käytetään muuttuvaa painekorkeutta. Sillä määritetään hienojakoisten, huonosti vettä läpäisevien maalajien vedenläpäisevyys, joka voidaan mitata esimerkiksi lasi-, Proctor- tai CBR- sylinterissä tai joustavaseinäisessä kolmiaksaalisellissa. Tätä käytettäessä näytekalvalla verhotaan läpäisemättömällä kumikalvolla, joka tiivistyy näytteeseen sellissä olevan vesipaineen avulla. Menetelmä soveltuu materiaaleille, joilla on pieni vedenläpäisevyys, $k < 10^{-6}$ m/s (Vakkilainen, 2007). Kuvassa 11 on esitetty periaatteet vakio- ja muuttuvapaineisen kokeen järjestyksistä.



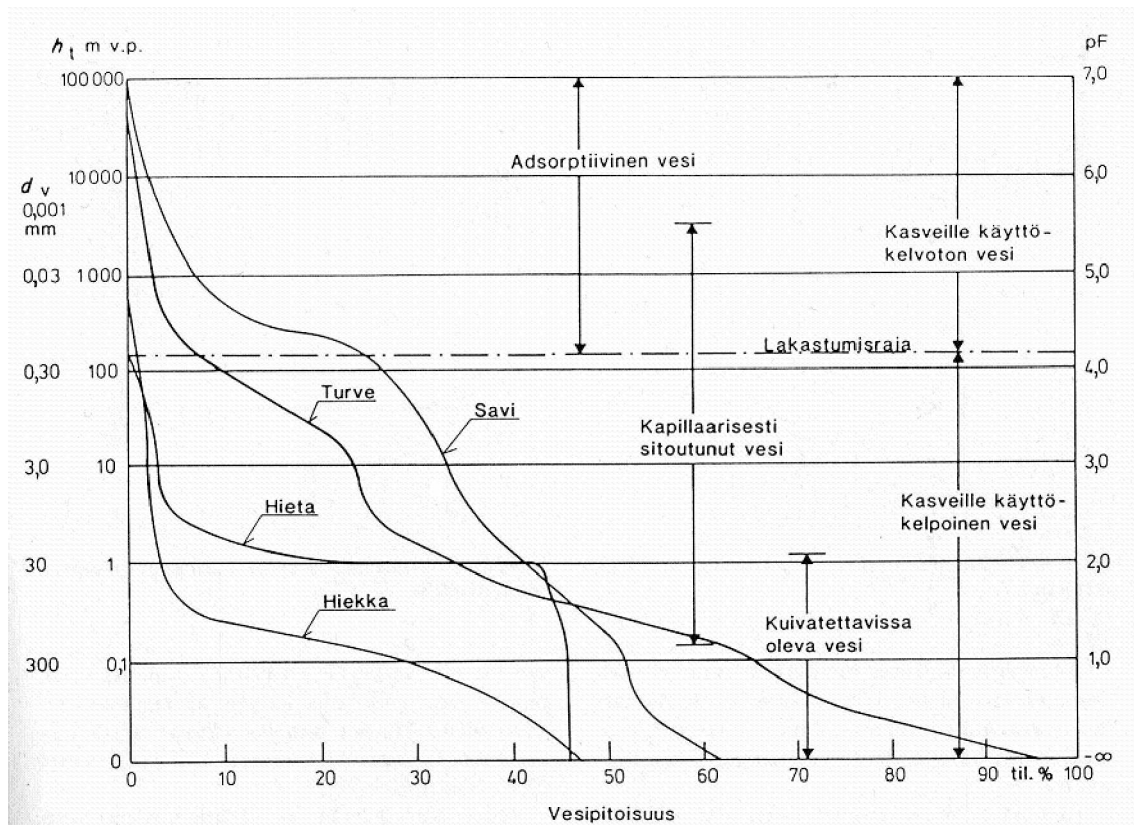
Kuva 11. Vedenläpäisevyyden määrittäminen laboratoriossa: a) vakioapainekoe, b) muuttuvapaineinen koe (Vakkilainen, 1986).

Vedenläpäisevyyserroin voidaan myös arvioida välillisesti vedenpidätyskäyrän (pF-käyrän) tai ödometrikokeen tulosten perusteella. Ödometrikokeesta saatavien konsolidaatiokerroin ja kokoonpuristuvuusmoduulin avulla voidaan arvioida maan vedenläpäisevyyttä kaavalla (25) (Rahikainen, 2010).

$$k = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{M_s}, \quad (25)$$

jossa k on vedenläpäisevyyserroin, c_v on konsolidaatiokerroin, γ_w on veden tilavuuspaino ja M_s on kokoonpuristuvuusmoduuli.

Vedenpidätyskäyrän saamiseksi kohdistetaan kyllästettyyn maanäytteeseen imua. Käyrä kuvaa maan kykyä sitoa vettä sekä maan vesipitoisuuden ja imun välistä suhdetta. Kuvassa 12 on muutamien maalajien vedenpidätyskäyriä. Kuvassa oleva d_v on huokosputken halkaisija, jossa kapillaarivoimat ovat tasapainossa imuvoiman kanssa, h_t on imupainetta vastaavan vesipatsaan korkeus ja pF-luvulla tarkoitetaan imun (h_t) kymmenlogaritmia. Kuvaan on myös merkitty keskeisiä kosteusrajoja, joista yksi on kuivatettavissa oleva vesi. Kuivatustoimenpiteillä pohjavedenpinta pidetään yleensä h_t -tason 1,0...1,2 m alapuolella. Kuivatettavissa oleva vesi kuvaa kuivatustoimenpiteiden johdosta maan pintakerroksissa kokoluokaltaan 30μ suuremmista huokosista poistunutta vettä.



Kuva 12. Eräiden maalajien vedenpidätyskäyriä (Vakkilainen, 1986).

6.3.8 Vedenläpäisevyys rakeisuuden perusteella

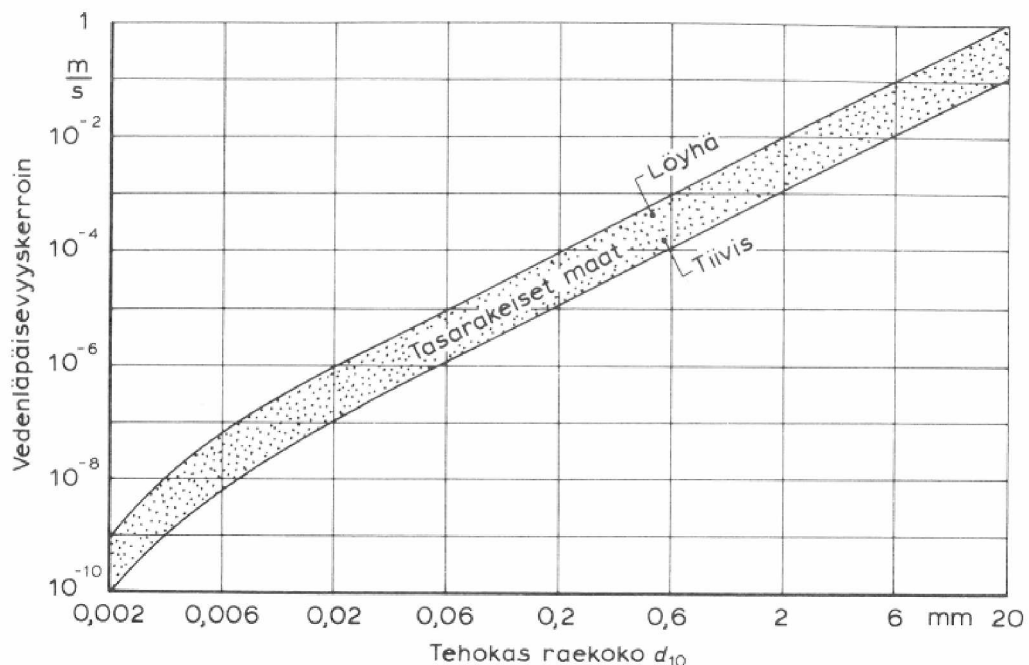
Maanäytteiden rakeisuuden avulla voidaan arvioida vedenläpäisevyyttä k (m/s) mm. Hazenin kaavan (26) (Rissanen, 1980) avulla.

$$k = 0,0116 \cdot d_{10}^2, \quad (26)$$

jossa d_{10} on läpäisyprosenttia 10 vastaava tehokas raekoko [mm]. Hazen kehitti kaavan kokeellisesti käyttämällä hyvin lajittunutta hiekkaa, jonka raekoko oli 0,1...3 mm (Airaksinen, 1978). Hazenin kaava on voimassa, jos tasaisuusluku $U = d_{60}/d_{10}$ on pienempi kuin 5 (Airaksinen, 1978). Tasaisuusluku on raekokosuhde, joka määritetään rakeisuuskäyrän läpäisyprosenttien 60 ja 10 suhteesta. Hazenin kaavaa voidaan myös haluttaessa muuntaa ottamaan huomioon paremmin maaperän rakeisuus ja veden lämpötila käyttämällä näitä kuvaavia empiirisiä kertoimia. Näitä eri tutkijoiden, kuten Beyerin, kehittämiä kertoimien arvoja on esitetty kirjallisuudessa. Yksi tällainen muunnos Hazenin kaavasta on kaavassa (27) (RIL 157-I, 1985).

$$k = C \cdot d_{10}^2 (0,7 + 0,03\theta), \quad (27)$$

jossa C on empiirinen kerroin ja θ veden lämpötila [°C]. Kertoimen C arvo vaihtelee lajittuneiden ja tiiviiden maiden arvosta 0,006 tasarakeisten maiden arvoon 0,015 (RIL 157-I, 1985). Tasarakeisille maille voidaan karkeasti arvioida vedenläpäisevyys myös kuvan 13 avulla. Muita empiirisiä kaavoja vedenläpäisevyydelle ovat kehittäneet mm. Beskow ja Taylor.



Kuva 13. Vedenläpäisevyysskerroimen arviointi tasarakeisissa maissa tehokkaan raekoon d_{10} avulla (RIL 157-I, 1985).

6.4 Pohjaveden tutkiminen

6.4.1 Pohjaveden havainnointi

Pohjavedenpinnan havainnointiin voidaan käyttää geofysikaalisia menetelmiä, joita käytetään maaperän rakenneselvityksiin ja pohjavettä johtavien kerrostumien paikantamiseen Näistä mainittakoon sähköinen vastusluotaus, seisminen refraktio- ja VLF-luotaus.

Sähköisessä vastusluotauksessa mitataan sähköistä vastusta eri kerrostumissa. Kivien ja maakerrosten sähkönjohtavuus pohjautuu pääasiassa huokostilassa oleviin elektrolyytteihin. Sähkönjohtavuus riippuu huokostilassa olevasta vesimäärästä, veden suolapitoisuudesta ja sen jakautumisesta huokostilan eri osiin sekä kiviaineksen savimineraalipitoisuudesta. Schlumbergerin vastusluotaukenttämenetelmän mukaan maanpinnalle asetetaan linjaan neljä eri elektrodia, joista kahden sisemmän potentiaalieroja mitataan samalla, kun maaperään syötetään virtaa ulompien elektrodien avulla. Elektrodien etäisyyttä toisiinsa lisätään asteittain, jolloin saadaan eri syvyydellä olevien kerrosten vastusarvoja. Luotauksen tulostulkinta voi olla vaikeaa (Mälkki, 1986).

Seismisessä refraktioluotauksessa mitataan useimmiten räjäyttämällä synnytetyn täryaallon etenemisnopeutta geologisessa väliaineessa, mikä riippuu lähinnä väliaineen elastisuudesta. Mitä elastisempaa materiaali on, sitä suurempi on seisminen nopeus (Mälkki, 1986). Huokoisuus pyrkii pienentämään ja väliaineen kyllästymisen vedellä taas lisäämään aallon etenemisnopeutta. Refraktioluotauksessa maaperään upotetaan linjaan geofoneja, jotka kytketään rekisteröintilaitteeseen. Linjan toisessa päässä räjäytetään panos ja siitä lähtevät seismiset aallot rekisteröidään geofonien välityksellä seismogrammeiksi, joista piirretään matka-aika-kuvaajat. Menetelmä on käyttökelpoinen varsinkin irtomaakerrosten paksuuden määrittämisessä ja maalajien nusteiden laatimisessa sekä peruskalliomuodostumien rakenteiden, laadun ja rikkonaisuuden tutkimisessa. (Mälkki, 1986)

VLF-luotauksessa käytetään matalataajuisia radioaaltoja, joilla on kyky tunkeutua syvälle kallioperään. Kallioperässä olevan johteen ympärille muodostuu indusoitunut elektromagneettinen kenttä, jonka magneettisen komponentin suuruutta VLF-instrumentti mittaa. Johde pystytään paikallistamaan tekemällä mittaukset siten, että niistä voidaan muodostaa profiileja. VLF-kentän voimakkuuden muutos riippuu esimerkiksi johteen laadusta, suuruudesta ja geometriasta sekä johteen suunnasta, radiolähettimen valinnasta ja profiilin suunnasta. Menetelmällä voidaan mitata erityisesti kalliopohjavesiä, sillä vettä sisältävä ja johtava halkeama, ruhje tai heikkousvyöhyke kallioperässä muodostavat tällaisen mitattavan johteen. Kenttätutkimuksissa otetaan mittalaitteen kanssa lukemia määrävälein halutusta suunnasta. Lukemat tulkitaan ja rinnastetaan muihin geologisiin tutkimuksiin. Tutkimusten avulla päätellään kallion heikkousvyöhykkeiden sijainnit ja suunnat. (Mälkki, 1986)

Reikäluotaus ja reiän seinämän luotaus ovat myös geofysikaalisia menetelmiä, joita voidaan käyttää tutkittaessa reiän seinämän ominaisuuksia, pohjaveden liikettä, kerrosten vedenjohtavuutta ja veden laatua. Näissä menetelmissä maahan tai kallioon porataan reikä, jossa mitataan haluttuja parametreja.

6.4.2 Pohjavedenpinta ja pohjavesiputket

Alikulkusiltojen suunnittelua varten tarvitaan pohjavedenpinnan korkeustiedot, jotta voidaan määrittää tarvittava kuivatustarve. Pohjavedenpinnan korkeuden seuranta tulisi aloittaa hyvissä ajoin ennen hankkeen suunnittelua tai toteuttamista, koska sen avulla saadaan tietoa alueen luonnonmukaisesta pohjaveden vaihtelusta. Erityisesti tapauksissa, jolloin pohjavedenpintaa alennetaan rakennetussa ympäristössä, tulisi olla käytettävissä vähintään vuoden (Kairausopas IV, 1987) havaintosarja lähtötilanteen selvittämiseksi. Luonnollisten vaihteluiden selvittämiseksi on havaintoja yleensä suoritettava 1...2 kertaa kuukaudessa (Kairausopas IV, 1987).

Rakennustyön aikana voi olla tarpeen tehdä mittauksia kerran viikossa...kerran päivässä tai joskus tätäkin useammin pohjaveden alenemisen seuraamiseksi. Mikäli alikulkua tehtäessä alennetaan työnaikaisesti tai pysyvästi pohjavedenpintaa, sen tarkailua jatketaan kunnes pohjavedenpinnan tason voidaan katsoa palautuneen entiselleen tai suunniteltuun tasoon. Kun myös alueen luonnollinen pohjavedenpinnan vaihtelu tiedetään, mittaustuloksien avulla saadaan selville alikulkusillan rakentamisesta aiheutunut pohjavedenpinnan alentuminen. Vedenkorkeushavaintoja suositellaan tehtäväksi niin kauan, että niiden ja lähistöllä olevien pitkäaikaishavaintoverkkoon kuuluvien vertailuputkien kanssa yhdessä voidaan tarkastaa pohjavedenpinnan alenemisen suuruus.

Suuren alueen pohjaveden korkeussuhteista saadaan alustava käsitys vaaitsemalla ko. alueen järvien, jokien, lähteiden, soiden sekä kaivojen vedenpinnan korkeus (Kairausopas IV, 1987). Myös seismisellä refraktioluotauksella voidaan laajahkolla alueella saada edullisissa olosuhteissa viitteitä pohjavedenpinnan tasosta. Näiden ja muiden alustavien pohjatutkimusten perusteella saadaan viitteitä, mihin kannattaa sijoittaa pohjaveden havaintoputkia, joilla kerätään tarkempaa tietoa alueen pohjavedenpinnan korkeudesta. Varsinaisten pohjavesimittausten laajuus määräytyy suunnitteluvaiheen, alueen pohjasuhteiden, rakennettavan alikulkusillan ja ympäristön perusteella. Havaintoputkia voidaan lisätä myöhemmin rakennusvaiheessa havaittuihin uusiin riskikohteisiin.

Pohjatutkimusten ja rakennustöiden yhteydessä on yleensä tehty havainnot pohjavesiputkista. Pohjavedenpinnan korkeutta mitataan näistä pohjaveden pinnan alapuolelle ulottuvista havaintoputkista tai -kaivoista joko manuaalisesti tai jatkuvana mittauksena esim. painemittarilla (kuva 14).



Kuva 14. Esimerkki manuaalisesta painemittarista, jolla mitataan pohjavedenpinnan korkeustaso havaintoputkesta.

Havaintoputket ovat yleensä metalli- tai muoviputkia, joiden alapäässä on siiviläosa. Tämä voi olla esim. 1,0 m pitkä ja se sijoitetaan maaperän parhaiten vettä johtavaan kerrokseen. Teräspuutket ovat yleensä halkaisijaltaan joko 32 mm tai 50 mm (Rintala & Suokko, 2008) sekä niiden siiviläosuuden pituus on 0,7 - 2,0 m (Kairausopas IV, 1987) ja rakokoko on yleensä 3 mm (Rintala & Suokko, 2008). Putken yläpää suojataan joko lukittavalla tai kierteillä varustetulla kannella (Rintala & Suokko, 2008). Muoviputket ovat nykyään yleisempiä pohjavesiputkia kuin metalliputket, sillä ne soveltuvat sekä pohjavedenpinnan tason mittaamiseen, pohjavesinäytteiden ottamiseen että jatkuva-toimisten mittalaitteiden asennukseen. Metalliputkista ei saa ottaa vesinäytteitä, sillä ne ruostuvat ja niistä saattaisi liueta epäpuhtauksia näytteisiin. Yleensä muoviputken sisähalkaisija on 32 mm tai 52 mm sekä sen siiviläosan pituus on 1...2 m ja rakoläpimitta on 0,1...0,5 mm. Mikäli halutaan varautua siihen, että putkesta otetaan vesinäytteitä, tulisi havaintoputken sisähalkaisijan olla vähintään 52 mm (Rintala & Suokko, 2008). Muoviputken siivilän suodatustehoa voidaan lisätä sen päälle laitettavalla siiviläsukalla. Muoviputken yläpää tulisi suojata galvanoidusta teräksestä valmistetulla suojaputkella ja lukittavalla kansirakenteella, koska muoviputket voivat talviolosuhteissa murtua. Lisäksi suojaputki suojaa putkea ilkivallalta. Viime vuosina on asennettu myös läpinäkyviä PVC -havaintoputkia, joista on mahdollista kuvata putken ympäristön maaperää ja saada siten uutta tietoa maaperästä (Rintala & Suokko, 2008).

Pohjavesiputket asennetaan kairattuun reikään ja ne tulisi sijoittaa mahdollisuuksien mukaan siten, etteivät ne tuhoutuisi rakennustöiden aikana. Niiden asennuksessa käytetään yleensä maaputkikairauskalustoa. Myös havaintoputkien ja -kaivojen helpo mittaaminen tulisi ottaa huomioon niiden sijoittelua suunniteltaessa. Pintaveden pääsy mittausputkiin ja -kaivoihin on estettävä. Havaintoputken yläpää tulisi sijoittaa tarpeeksi korkealle, jotta ylivuotoa putkesta ei pääse tapahtumaan, jos alueella on arteesista pohjavettä. Pohjavedenpinnan korkeustason mittaustuloksiin virheitä aiheuttavat muun muassa:

- tukossa oleva putki,
- viallinen mittalaite,
- mittauksia on tehty, ennen kuin vedenpinta on tasaantunut asennuksen tai testauksen jälkeen,

- eri vesipinnat, kuten orsi- ja pohjavesi, pääsevät sekoittumaan keskenään pohjavesiputken maahan tekemän reiän kautta,
- vuotavista liitoksista tai putken yläpäästä pääsee pintavettä putkeen runsaasti,
- vuotovirtausta tapahtuu putken ympäristää pitkin (esim. kun putki asennettu ylisuureen reikään).

Kalliopohjaveden korkeuden tasoa mitataan samalla tavalla kuin maaperän pohjavettä havaintoputkista manuaalisesti mitaten tai jatkuvana mittauksena automaattimittarilla. Yleensä nämä putket asennetaan kallion päällä olevaan maaperään maaputkikairauskalustolla kuten myös maaperän pohjavesiputket. Kairauksen saavutettua kallion pinnan sitä jatketaan kallioperässä kallioporauksena. Kallioporauksen aikana tehdään havaintoja kallion laadusta, kuten ruhjeista ja vedenjohtavuudesta, sillä havaintoputkien siiviläosuudet asennetaan kallioporauksen perusteella parhaiten vettä johtavalle kallio-osuudelle. Havaintoputkina käytetään yleensä halkaisijaltaan 50 mm muoviputkia (Rintala & Suokko, 2008).

Pohjaveden havaintoputket voidaan myös jakaa lyhyt- ja pitkäaikaisiin pohjavesiputkiin. Lyhytaikaisena havaintoputkena käytetään yleensä alaosaan rei'itettyjä tai uritettuja teräsputkia, jotka voidaan asentaa ilman työputkea esim. kairausreikään. Nämä putket toimivat yleensä luotettavasti muutaman kuukauden tai korkeintaan vuoden ajan. Niitä käytetään pohjatutkimuksen ja pohjarakennustyön aikaisissa tarkkailuissa. Pitkäaikaisina havaintoputkina on käytetty yleensä suodattimilla varustettuja ja työputkella asennettuja muoviputkia, joiden suodattimena on suodatinhiekalla ympäröity siivilä. Siivilän sijasta voidaan myös käyttää erilaisia huokoskärkiä. Putket pysyvät toimintakuntoisina tietyin huoltotoimenpitein useiden vuosien ajan. Kun pohjarakennustyö tehdään rakennetussa ympäristössä olosuhteissa, joissa pohjavesiolosuhteiden muutoksista voi syntyä huomattavaa haittaa, on luotettavien havaintojen saamiseksi käytettävä jo pohjatutkimusvaiheessa pitkäaikaisia havaintoputkia. Näitä putkia on käytettävä myös silloin, kun maaperä sisältää hienoja maalajitteita kuten savea tai silttimoreenia. (Kairausopas IV, 1987)

Pohjavesiputkesta voidaan havaita pohjavedenpinnan korkeuden lisäksi pohjaveden virtaussuunta ja ottaa vesinäytteitä. Veden virtaukset maaperässä voidaan saada selville tekemällä merkkiainekoe. Radioaktiivisin merkkiainein saadaan yhdestä kairausreiästä määrittää pohjaveden virtausnopeus ja suunta (Vesitalouden verkkokirja, 2010).

6.4.3 Huokosvedenpaineen mittaaminen

Maaperän huokosvedenpaineen mittauksia tehdään yleensä vain hienorakeisten maalajien huokosvedenpaineen ja sen muutosten määrittämiseksi. Näissä maalajeissa huokosvedenpaine vaikuttaa mm. maan leikkauslujuuteen ja kantavuuteen (Kairausopas IV, 1987). Useimmiten huokosvedenpaineen mittauksia tehdään esim. kairantoluisien vakavuuden tutkimiseksi, hienorakeisten maiden painumaseurannassa, paalutustyön seurannan yhteydessä sekä tutkittaessa pohjavesipumppausten ja viemäreiden vuotovesien aiheuttamia muutoksia huokosvedenpaineeseen. Mittausten tuloksia voidaan käyttää hyväksi vakavuus-, painuma- ja siirtymälaskelmissa sekä kohteen seurannassa.

Huokosvedenpaineen mittaukset tulee aloittaa riittävän aikaisin, jotta saadaan selville alueen alkutilanne. Pitkäaikaisina niitä tehdään esim. konsolidaation seurannassa. Kaivanto- ja paalutustöiden aiheuttamat mittaukset ovat yleensä lyhytaikaisia ja ne lopetetaan huokosvedenpaineen tasaannuttua rakennustöiden jälkeen. Mittauksia tulee tehdä rakentamisen aikana aina eri kuormitustilanteiden synnyttyä ja jatkaa koko rakentamisen ajan (Kairausopas IV, 1987). Kaikkein yksinkertaisimmin huokosvedenpaineen voi mitata suoraan vedenpaineena havaintoputkesta tai huokoskärjestä maanpinnalle johdetusta letkusta. Maan ollessa hyvin vettä läpäisevää huokosvedenpaine mitataan avonaisella havaintoputkella ja hienorakeisissa maalajeissa yleensä huokoskärjillä (pietsometreillä). Näistä on johdettu maanpinnalle muoviputki, joka toimii samalla periaatteella kuin tavallinen pohjavesiputki. Vedenpinnan korkeus voidaan mitata letkuun mittauksen ajaksi työnnettävällä johtimella (avoin mittausmenetelmä) tai putken päähän kiinteästi asennettavalla mittarilla, esim. sähköisellä paineanturilla. Suljettua menetelmää käytetään, jos maa on huonosti vettä läpäisevää tai mittaletkuja joudutaan kuljettamaan pitkiä matkoja vaakasuoraan. Sähköisiä mittaus-tapoja suositetaan vaativissa kohteissa, joissa mittauksille asetetaan suuria tarkkuus-vaatimuksia. (Kairausopas IV, 1987)

Huokosvedenpainetta voidaan mitata jatkuvana syvyyden funktiona huokospaineanturilla varustetulla puristinkairauksella. Mitattu paine on todellisen maaperässä valitsevan huokosvedenpaineen ja kairan painamisesta syntyneen paineenlisäyksen summa. Tällaisia kairauksia käytetään yleensä maakerrosten kerrosrajojen ja ominaisuuksien määrittämiseen. Niillä saadaan parempi tieto maan kerroksellisuudesta ja vettä johtavista kerroksista kuin tavallisilla kairausmenetelmillä. (Kairausopas IV, 1987) Huokosvedenpainetta voidaan tutkia syvyyden mukaan myös ns. CPTU-kairauksella ja puristin-heijarikairauksella.

6.5 Kallioperän tutkiminen

6.5.1 Porakonekairaus

Kallionpinnan sijainnilla on merkitystä kohteen pohjavesitilanteen arvioinnissa, sillä kallion ja maaperän vedenläpäisevyysominaisuudet poikkeavat huomattavasti toisistaan. Kallionpinta muodostaa helposti yhden pohjavesitilanteen hahmottamiseen ja mallinnukseen tarvittavan reunaehdon. Kallionpinnan oletetaan usein olevan vettä läpäisemätön reuna pohjaveden mallinnuksessa, sillä kallion vedenläpäisevyys on yleensä hyvin pieni. Käytännössä kallion vedenläpäisevyys on syytä ottaa huomioon pohjavesimallinnuksessa, jos kohteessa on havaittu rikkonaista kallionpintaa tai vettä johtavia ruhjeita. Yleisimmin käytetty kairaus kallion laadun ja kallionpinnan tutkimiseen on porakonekairaus.

Kallion lujuus ja kairausvastus ovat selvästi suuremmat kuin kallion päällä olevien maapeitteiden. Tämän vuoksi kallionpinta pystytään määrittämään sellaisella kairausmenetelmällä, jossa kairan kärki pystyy tunkeutumaan maakerrosten läpi myös kallioon. Porakonekairaus on tällainen menetelmä. Kalliossa ja maakerroksissa seurataan myös kairan suhteellista tunkeutumisnopeutta. Käytännössä porakonekairauksessa kallion pinnaksi tulkitaan se taso, jossa poran tunkeutumisnopeus äkillisesti ja selvästi pienenee. Kallion pinta varmistetaan siten, että kairasta vähintään kolme metriä jatkettaessa poran keskimääräinen tunkeutumisnopeus pysyy pienenä. Kairauksen yhteydessä syntyvän irtomateriaalin laadun muutokseen perustuvia havaintoja voidaan käyttää apuna kalliopintaa varmistettaessa. (Kairausopas V, 1986)

Kallionpinnan havainnointia voi vaikeuttaa kallion pintaosan rikkonaisuus ja rakoilevat kivet. Myös kallion päälle kasautuneet pohjaosiltaan tiiviit maakerrokset voivat vaikeuttaa tulkintaa, sillä niiden lujuusominaisuudet saattavat olla samaa suuruusluokkaa kuin rikkonaisen kallion. Myös täysin rapautuneen kallion lujuusominaisuudet voivat olla samaa luokkaa tai jopa heikompiakin kuin kallion päällä olevan maakerroksen. (Kairausopas V, 1986)

Porakonekairauksen avulla pystytään määrittämään kallionpinnan sijainti ja arvioimaan kallion laatua. Kokeneet kairaajat pystyvät myös arvioimaan maakerrosten rajoja ja maalajeja, suurten irtokivien sijainteja, pohjaveden pintaa, kallion rikkonaisuusvyöhykkeitä ja ruhjeita, pintakallion rikkonaisuutta ja kallion lujuutta. Kaikki nämä havainnot ovat tärkeitä kohteen pohjavesitilanteen hahmottamiseksi. Kallion laatua pystytään arvioimaan esimerkiksi tutkimalla poran tunkeutumisnopeutta ja tarkkailemalla kairauksen aikana läpäistäänkö vettä johtavia kallioruhjeita jatkettaessa kairasta kallioon. Porakonekairauksen yhteydessä pystytään myös ottamaan maaperästä ja kalliosta häiriintynyt näyte sekä kalliosta pintanäyte. Näytteet analysoidaan silmä määräisesti tai laboratoriossa. Porakonekairauksella voidaan myös ottaa tarvittaessa häiriintymätön näyte (Kairausopas V, 1986). Kairauslaitteistoa voidaan myös käyttää pohjavesiputkien ja työputkien asennukseen sekä täytemaakerrosten läpäisyyn.

6.5.2 Vesimenekkikoe

Vesimenekkikokeella mitataan kallioon tehtyyn reikään tunnetulla paineella suotautunutta vesimäärää määrättyssä ajassa. Mittauksella määritetään yksittäisen kalliossa olevan raon, rakoryhmän tai rajatun kallioalueen vedenjohtavuutta. Se tehdään tulpan tai tulppien rajoittamassa kairausreiän osassa.

Vesimenekkikokeita käytetään muun muassa kallion tiivistämistarpeen ja kallion rikkonaisuuden arvioinnissa. Kokeen tuloksia arvioitaessa on otettava huomioon, että mittaus kuvastaa kalliota vain reiän välittömässä läheisyydessä. Niitä tarkasteltaessa tulee erottaa toisistaan kivilajin, raon, rakosysteemin ja kalliomassan vedenläpäisevyys. Ehyt, kiinteä kiviaines on lähes vettä läpäisemätöntä (RIL 157-I, 1985). Mittausten tulkinnessa tulee myös ottaa huomioon pohjavedenpinnan korkeus ympäristössä.

7 Alikulkusillan rakentaminen

Tässä työssä alikulkusillalla tarkoitetaan rautatiesiltaa, jonka alitse kulkee tie tai katu. Mikäli alikulkusilta tehdään betonista, voidaan sillan betoniteräskansirakenteet tehdä ja valaa käytössä olevien raiteiden vieressä ja niiden tultua valmiiksi siirtää ne liikennekatkon aikana paikoilleen raiteiden kohdalle paalu- tai anturaperustusten varaan. Vasta tämän jälkeen aletaan kaivaa maata pois sillan alta tietä tai katu varten. Tätä tekniikkaa kutsutaan ns. sillan sivusta siirtämistekniikaksi ja sitä käytetään, kun ei sallita pitkäaikaista liikennehaittaa radalle. Tällä menetelmällä rakennetaan nykyisin valtaosa rautatien alikulkusilloista.

Toinen yleinen tapa rakentaa alikulkusilta on käyttää ns. apusiltamenetelmää. Siinä alikulkusilta tehdään kohteessa paikalla rakentaen apusillan alla. Tämän menetelmän haittana on, että siitä aiheutuu pitkäaikaista liikennehaittaa radalle, koska silloin radan maksiminopeus saa olla enintään 80 km/h.

Mikäli rata on kaksi- tai useampiraiteinen, voidaan alikulkusilta poikkisuunnassa jakaa lohkoiksi niin, että jokainen lohko muodostaa periaatteessa oman siltakokonaisuuden. Tällöin siltalohkot voidaan tehdä radan sivussa tai, jos raideväli on riittävä, aina yksi siltalohko kerrallaan rataliikenteen kulkiessa koko ajan toisella raiteella.

8 Ympäristö

8.1 Yleistä

Alueen pohjavesitilanteen muutosten takia alikulkusiltakohteen lähiympäristöstä tulee ottaa huomioon ja kartoittaa sillan ylittävä väylä, lähistöllä olevat rakennukset ja rakenteet perustamistapoineen ja mahdollisine puisine perustusrakenteineen sekä ympäristössä olevat kaivot. Pohjaveden alennuksen ympäristövaikutukset voivat olla merkittäviä, varsinkin koheesiomaa-alueilla.

Pitkäaikaisen pohjavedenpinnan alenemisen ympäristövaikutuksia ovat mm. kasvillisuuden heikkeneminen ja kuoleminen, kaivojen kuivuminen, kokoonpuristuvien maakerrosten varaan perustettujen rakennusten ja rakenteiden painuminen sekä puisten perustusrakenteiden ja paalujen lahoaminen.

8.2 Rakennetun ympäristön haasteet

Erityisesti kaupunkimaisessa rakentamisessa rakennuskohteen ympärillä olevan tilanteen säilyttäminen asettaa monella tavalla rajoituksia alikulkusillan rakentamiselle. Sillan suunnittelua varten tulee kartoittaa alikulun ympäristö, sillä alikulkua varten tehtävä maaleikkaus muuttaa yleensä maaperän pohjavesisuhteita ja -virtausta. Mikäli maaleikkaus ulottuu pohjaveden pinnan alapuolelle, alkaa kaivantoon suotautua vettä. Elleivät sateista ja lumen sulamisvesistä tulevat maahan imeytyvät vedet riitä korvaamaan kaivantoon suotautuvaa vesimäärää, alkaa pohjavedenpinta laskea ajan mittaan maaleikkauksen ympäristössä. Pohjavedenpinnan muutokset saattavat ulottua pitkälle maaleikkauksen reunasta varsinkin, jos kaivantoa kuivatetaan pysyvästi esim. ojituksen tai pumppauksen avulla. Kaivannosta purkautuvien suotovesimäärien seurauksena voi syntyä ns. epäjatkuva huokosvedenvirtaustilanne, jonka seurauksena ylemmät maakerrokset kuivuvat ja aiheuttavat lisäkuormitusta maapohjalle.

Käytettävissä olevan alueen suuruus vaikuttaa alikulkusillan kaivannon tekotapaan. Mikäli työalue on suuri, voidaan valita luiskattu tai tuettu kaivanto. Pienellä työalueella taas ainoa mahdollinen vaihtoehto on tuettu kaivanto. (RIL 95, 1974) Työaluetta ympäröivien rakennusten perustamistapa ja niiden perustusten kunto tulee myös ottaa huomioon, jotta kaivannon ympäristössä mahdollisesti tapahtuvat painumat eivät aiheuta niille vahinkoa.

8.3 Ylittävä väylä ja alikulkusillan sijainti

Ylittävän väylän, eli radan, sijoittelulla tai jo olemassa olevalla sijainnilla suhteessa pohjaveden päävirtaussuuntaan on merkitystä alikulun ympäristön kannalta, sillä jos rata sijaitsee pohjaveden virtaussuuntaa vastaan kohtisuorasti, alikulun maaleikkaus sijoittuu pohjaveden virtaussuunnan mukaisesti. Tällä on merkitystä alikulun maaleikkausta varten tehtävän pohjaveden alennuksen kannalta. Jos alikulkusilta sijoittuu pohjaveden virtaussuuntaa vastaan, voi alikulku katkaista pohjaveden virtauksen. Tämän takia alikulkusiltarakenne kokonaisuudessaan saattaa alkaa toimia pohjavesiä haitallisesti patoavana rakenteena.

Mikäli alikulkusiltakohde taas sijaitsee sivussa pohjaveden päävirtaukseen nähden, siitä aiheutuvat ympäristövaikutukset ovat myös pienempiä kuin, jos se sijaitsee päävirtauksen kohdalla. Tällöin pohjaveden alennuksen vaikutusalue on pienempi. Jos pohjavettä alennetaan huomattavasti alikulkusiltaa varten, kaivanto voi haitallisessa tapauksessa jopa kääntää pohjaveden virtaussuuntaa, mikäli alikulkusilta sijaitsee epäedullisessa kohdassa pohjaveden virtaukseen nähden.

Mikäli alue rajoittuu vesistöön, sillä on myös vaikutusta alueen pohjavesitilanteeseen. Pohjavesi virtaa yleensä painovoiman vaikutuksesta kohti sen purkautumiskohtia eli pohjavedenpinnan ja maanpinnan leikkauskohtia. Näissä purkautumiskohdissa pohjavesi tihkuu maan pinnalle tai purkautuu lähteestä. Käytännössä pohjavedenpinta on usein samassa tasossa kuin vieressä oleva vesistön vesipinta. Alikulkusillan kaivannon kuivana pitäminen varsinkin työnaikana saattaa olla hyvin haastavaa vesistön läheisyydessä kaivantoon suotautuvien suurten vesimäärien vuoksi.

8.4 Pohjavedenottamot ja yksityiskaivot

Pohjavesitilanteen hallinnan kannalta on selvitettävä, onko suunniteltu alikulku pohjavesialueella ja onko lähistöllä vesilaitoksien tai muiden toimijoiden pohjavedenottoja. Samoin on kartoitettava alueen käytössä olevat talousvesikaivot erityisesti niiden kiinteistöjen osalta, jotka eivät ole vesijohtoverkon piirissä. Pohjavesiottamoista ja kiinteistöjen kaivoista saatavat vesimäärät eivät saa vähetä haitallisesti tai kuivua alikulkusillan rakentamisen takia ilman ympäristöviranomaisen lupaa. Usein vaarautaan kaivojen korvaamiseen, jos kaivo kuivuu. Suomen voimassa olevassa vesilaissa (VL 19.5.1961/264) sanotaan, että ilman ympäristöviranomaisen lupaa ei saa käyttää pohjavettä tai ryhtyä pohjaveden ottamista tarkoittavaan toimeen siten, että siitä pohjaveden laadun tai määrän muuttumisen vuoksi voi aiheutua jonkin pohjavetä ottavan laitoksen vedensaannin vaikeutuminen, pohjavesiesiintymän antoisuuden olennainen vähentyminen tai sen hyväksikäyttömahdollisuuden muu huonontuminen taikka toisen kiinteistöllä talousveden saannin vaikeutuminen.

Usein ratoja alittavien alikulkujen käyttötilanteessa tarvitaan pohjaveden hallintaa varten pumppaamo tai pumppaamoja, jotka poistavat maaperän suotovesiä alikulku-rakenteesta pitäen rakenteen kuivana ja estäen pohjavedenpinnan nousemisen haitallisen korkealle. Nämä pumppaamot voidaan mieltää pohjaveden ottamoiksi, joiden toiminnasta on erinäisiä säädöksiä Suomen lainsäädännössä, esim. vesilaissa.

8.5 Rakenteet ja rakennukset

Alikulkusillan ympäristön rakennukset ja rakenteet saattavat vaurioitua sillan rakentamisen aiheuttaman pohjaveden alentumisen takia. Pohjavedenpinnan alentaminen aiheuttaa kaivannon ympäristössä maan painumista, mikä taas voi aiheuttaa vaurioita kaivannon lähellä olevissa rakennuksissa ja rakennelmissa. Varsinkin hienorakeisten maakerroksien varaan perustetut rakenteet ovat vaarassa vaurioitua ja niiden vaurioitumisriski on selvitettävä erilaisin geoteknisin laskelmin. Näihin laskelmiin tarvitaan esim. pohjaveden odotettavissa oleva alenema ja sen vaikutusalue. Jos kaivannon ympärillä on rakennuksia, jotka voivat vaurioitua herkästi maan painumisen johdosta, on kaivannon tukiseinäinä käytettävä jäykkiä vesitiiviitä rakenteita, esim. patoseiniä. (RIL 95, 1974)

Pohjavettä alennettaessa on arvioitava hienorakeisten maakerrosten painumat kohteen ympäristössä painumalaskelmin. Tarvittava pohjaveden pinnan arvioitu alenema saadaan esim. suotovirtauslaskelmista. Ympäristön painuminen voi aiheuttaa vaurioitumista rakennuksissa ja rakennelmissa.

Maanvaraisten rakenteiden painuman voidaan katsoa koostuvan neljästä painumalajista, jotka ovat alkupainuma, konsolidaatiopainuma, sivusiirtymien aiheuttama painuma ja jälkipainuma. Kokonaispainuma on näiden summa. Näistä merkittävimmät ovat alku- ja konsolidaatiopainuma. Humuspitoisissa savissa jälkipainumakin voi olla merkittävä, mutta yleensä sen merkitys geoteknisessä mitoituksessa jää vähäiseksi. Alkupainuma on ns. kimmainen painuma. Se tapahtuu yleensä melko nopeasti maapohjan tultua kuormitetuksi, useimmiten jo rakennusaikana. Lisäksi se on tiiviissä karkearakeisissa maissa ja moreeneissa usein pieni. Konsolidaatiopainumalla tarkoitetaan yleensä hienorakeisen maapohjan tiivistymistä, jonka seurauksena maan huokostilavuus ja usein myös vesipitoisuus pienenevät. Hienorakeisen maan huonon vedenläpäisevyyden takia veden poistuminen huokosista tapahtuu hyvin hitaasti, minkä jälkeen konsolidaatiopainuma kehittyy, mutta se saattaa olla sitä runsaampaa, mitä vesipitoisempi maakerros on. (Rantamäki et al. 2004)

Maan painumisen seurauksena paalujen sivukuormitukset lisääntyvät ja paalukuorma kasvaa negatiivisen vaippahankauksen johdosta. (RIL 95, 1974) Alikulkusillan lähistön rakennusten ja rakenteiden perustamistavat tulee kartoittaa. Pohjaveden alentamisesta on myös vaaraa lähistöllä sijaitseville vanhoille puuarina- ja puupaaluperustuksille, jos ne jäävät pohjavedenpinnan yläpuolelle. Mikäli kaivannon lähellä on puupaaluperustuksia, pohjaveden alentumista tulee seurata tarkasti puupaalujen lahoamisvaaran takia. Puupaalut eivät saa kuivua ja tämän takia ne usein pyritään lyömään koko pituudeltaan alimman pohjavedenpinnan alapuolelle niiden ollessa pysyviä rakenteita. Maaperän orsivesi suojaa myös puupaaluja. Kuivuneet vanhat puuarina- ja puupaaluperustukset voivat lahotessaan myös itse aiheuttaa painumisvaurioita.

Pohjaveden alennus saattaa vaikuttaa myös maaperässä olevan veden laatuun ja virtaukseen. Puupaaluja ympäröivän veden tulee olla riittävän puhdasta eikä pohjaveden virtaus saa olla liian suuri (Suutarinen, 1986). Mikäli veden vaihtuvuus ei ole riittävä veden pilaantumisen estämiseksi, saattaa puupaalujen pinnalle alkaa muodostua esim. bakteeri- ja mikrobikasvustoja, jotka voivat ajan myötä heikentää paaluja. Jo lyhytaikainen pohjavesipinnan aleneminen saattaa muuttaa merkittävästi normaalisti vedenpinnan alapuolella olevien perustusten puuosien olosuhteita (Korhonen et al. 1986).

Puupaaluperustusten läheisyydessä oleva kaivanto on toteutettava tuettuna kaivantona, jonka seinät ovat vesitiiviit. Mikäli tukiseinän tulee olla vesitiivis, voidaan käyttää ponttiseiniä, patoseiniä ja paineilmakaivoja. (RIL 95, 1974) Ponttiseinän alapään kalliokontaktin tekeminen vesitiiviiksi on hyvin vaativa toimenpide, jos pohjaveden virtaus on kova tai pohjavettä ei voida alentaa edes hetkellisesti seinän alapään tiivistämiseksi. Sen alapään tiivistys tulee tehdä ennen kuin merkittävää virtausta tapahtuu esim. injektoimalla pontin ja tiiviin maakerroksen väli tai suihkuinjektioinnilla.

9 Pohjaveden alennustarve

9.1 Työnaikainen pohjaveden alennustarve

Kaivantojen kuivanapidon vuoksi joudutaan pohjavettä usein alentamaan alikulkusiltatyömailla, millä on myös maan kantavuutta lisäävä vaikutus. Pohjavettä alennetaan varsinkin työmailla, joissa kaivetaan pohjaveden pinnan alle ja halutaan tehdä työ ns. kuivana työnä. Kaivannon kuivanapidosta aiheutuu pohjaveden alenemista sekä itse kaivannossa että kaivannon ympäristössä. Tämän vuoksi ennen kaivantojen tekemistä tulisi selvittää pohjatutkimuksilla maaperän hydrauliset ominaisuudet ja pohjaveden pinnan alenemisen vaikutus maakerrokseen, joihin kuivatus kohdistuu. (RIL 95, 1974)

Kaivannon kaivutöiden yhteydessä pyritään kuivanapidolla saavuttamaan mm. seuraavia päämääriä (RIL 95, 1974):

- Estetään pohjaveden virtauksesta aiheutuvat paikalliset luiskasortumat, tai kaivannon pohjan kohoaminen.
- Lisätään kaivannon luiskien vakavuutta.
- Vähennetään tukiseinille tulevaa vaakasuoraa kuormaa poistamalla tai vähentämällä pohjavedenpainetta.
- Parannetaan hienojakoisten kitkamaiden ja silttien kaivu- ja kuljetusominaisuuksia.
- Tehdään mahdolliseksi perustaminen häiriintymättömälle maapohjalle.

Kaikkien alikulkusillan työnaikaista pohjaveden alennustarvetta koskevien päätösten tulee pohjautua geoteknisiin ja vaativissa olosuhteissa hydrogeologisiin tutkimuksiin. Pohjaveden työnaikaista alennustarvetta ratkaistaessa täytyy tietää kohteeseen tulevan alikulkusillan perustiedot, kuten sillan kansirakenteen korkeus ja alikulkukorkeus. Alikulkua rakennettaessa kuivatyönä pohjaveden alennus määräytyy suurelta osin kaivannon suuruudesta, kohteen maakerrosten ja kallioperän vedenjohtavuudesta ja pohjavedenpinnan tasosta.

Työnaikaiselle pohjaveden alennukselle voidaan todeta yleissäännöksi, että pohjavesi tulee alentaa (0,5...) 1 m kaivutason alapuolelle. Lyhytaikaisesta pohjaveden alennuksesta ei yleensä aiheudu merkittäviä ympäristövaikutuksia lukuun ottamatta kaivojen väliaikaista kuivumista. Jos työnaikainen pohjavedenalennus kestää kuukausia, se voi aiheuttaa mm. puuston kuolemista sekä hienorakeisten ja eloperäisten maakerrosten alueella olevien maanvaraisten ja joskus paaluilla perustettujen rakennusten ja rakenteiden painumista. Kertaluonteinen, lyhytaikainen pohjaveden alennus ei yleensä aiheuta puupaalujen lahoamista (Hartikainen et al. 2001).

9.2 Käyttötilan aikainen pohjaveden alennustarve

9.2.1 Alikulkusillan pohjaveden alennusratkaisut pysyvässä tilanteessa

Alikulkusillan rakentamisen sekä käytön yhteydessä joudutaan yleensä alentamaan pohjavettä sillan alittavan tien tai kadun ollessa maaleikkauksessa. Katua tai tietä varten joudutaan kaivamaan laaja kaivanto aikaisemman maanpinnan alapuolelle alikulkusillan kohdalla olevan radan pysyessä aikaisemmalla tasolla.

Pysyvän tilanteen pohjaveden alennus on toteutettavissa helppoissa pohjavesiolosuhteissa pelkästään ojituksen ja salaojien avulla. Alikulkusiltaleikkausta voidaan pysyvässä tilanteessa kuivattaa salaojilla myös siten, että vältetään ympäristön pohjaveden pinnan laskemista. Mikäli pohjavettä halutaan laskea, voidaan kuivatus salaojilla tehdä siten, että maaleikkauksen sivuille ja pohjan alle asennetaan salaojat, joilla vedenpinta pidetään pohjatason alapuolella. Kaivannon sivuilla ja pohjan alla käytetään täytteenä karkeaa ja routimatonta kitkamaata, jonka läpi vesi pääsee salaojiin. Näistä salaojista vesi johdetaan kaivojen kautta hulevesiviemäriin pumpaamalla tai johdetaan avo-ojien kautta pois maaleikkauksen läheisyydestä. Maaleikkauksen kuivatus salaojia käyttäen on varmasti yleisin kuivatusratkaisu, mutta ei aina käytännöllisin ratkaisu.

Mikäli ympäristön pohjavedenpinnan alenemista halutaan rajoittaa tai estää kokonaan alikulkusillan käytön aikaisessa tilanteessa, voidaan alennuksen estorakenteina käyttää maaleikkauksen alapuolelle tehtävää pohjavesikaukalorakennetta. Ympäristön pohjaveden pinnan alentumien voidaan estää tekemällä kaukalorakenne vesitiiviiksi. Erilaisia pohjavesikaukalorakenteita ovat mm. bentoniittimatto-, muovikalvo- ja teräsbetonikaukalo sekä näiden eri yhdistelmät. Kaukalon alle tehdään salaojakerros ja asennetaan salaojat johtamaan maaperän suotovesiä alikulkurakenteen alitse sen toiselta reunalta toiselle, jotta alikulusta ei muodostuisi patoavaa rakennetta.

Muovikalvokaukalorakennetta käytetään vedenpaineen ollessa maaperässä pieni tai silloin, kun sallitaan joko osittainen tai rajoitettu pohjaveden alennus. Sitä saatetaan myös käyttää pelkästään vähentämään maaleikkaukseen pohjan kautta suotautuvaa vesimäärää. Muovikalvokaukalorakenne pitää mitoittaa huomioiden noste. Kalvon päälle on suunniteltava tarpeeksi täyttökerroksia nosteen vastapainoksi. Käytännössä tämä maakerros kalvon päällä sisältää myös kadun rakennekerrokset. Mahdollisesti kalvon alle voidaan laittaa tai jättää jo maaperässä oleva vettä läpäisemätön maakerros (esim. savi), joka otetaan huomioon nostemitoituksessa. Kalvon päällä olevan maakerroksen täytyy olla riittävän paksu, jotta varmuudeksi (F) nostetta vastaan saadaan vähintään arvo 1,22 euron kansallisen LVM-liitteen mukaan (RIL 207-2009, 2009). Maaleikkauksen pohjan varmuuden täytyy olla riittävän suuri, jotta ei tapahdu kaivannon pohjan nousua.

Betonikaukalorakennetta käytetään, kun ympäristön pohjavedenpintaa ei voida laskea yhtään tai vedenpaineen suuruus estää kalvorakenteiden käytön. Betonikaukalo voidaan ankkuroida kallioon, mikä antaa kaukalolle lisää varmuutta nostetta vastaan. Kaukalo teräsbetonista valmistettuna on huomattavasti raskaampi rakenne kuin pelkkä kalvokaukalo, minkä vuoksi sitä käytettäessä voidaan ohentaa tien rakennekerroksia.

Eri pohjavesikaukalorakenteiden yhdistäminen on mahdollista, mutta se on kustannusvertailujen perusteella yleensä kalliimpi ratkaisu kuin niiden käyttäminen erikseen. Yhteenvetona voidaan sanoa, että betonikaukalolla voidaan estää täysin ja kalvokaukalolla osittain pohjaveden aleneminen. Kalvokaukalolla voidaan estää pohjaveden aleneminen kokonaankin, mikäli vedenpaine-erot maaperässä ovat riittävän pieniä.

Pohjavesikaukaloita mitoitettaessa pohjaveden alennuksen estämiseksi pitää siis noste ottaa huomioon mitoitettavana tekijänä. Radan alittavan tien tai alikulkusillan pohjavesikaukalon pohjan taso suhteessa pohjavedenpintaan vaikuttaa myös paljon rakenteen kuivatukseen sekä pysyvässä että työnaikaisessa tilanteessa. Pohjan tason alapuolella olevan maakerroksen paksuudella, geoteknisillä ominaisuuksilla ja vedenläpäisevyydellä on myös merkitystä alikulkusillan kuivatuksen mitoituksessa.

Eräs mahdollinen pysyvä pohjaveden alentamisen estorakenne on myös huonosti vetä johtavaan maakerrokseen tai kallionpintaan ulottuva ponttiseinä. Ponttiseinillä voidaan ympäröidä koko alikulkusiltarakenne tai sijoittaa ne riittävän pituisina vasten pohjaveden päävirtaussuuntaa. Ponttiseinät tulee tällöin lyödä uriin ja ne voidaan joutua jopa ankuroimaan kallioon. Ponttiseiniä voidaan myös käyttää, mikäli sallitaan jonkin verran pohjaveden alentumista ja vuotovesiä ei pääse haitallisissa määrin ponttiseinän läpi tai alitse. Vuotovesien määrän pienentämiseksi ponttiseinän alapuolista maata ja mahdollisesti kalliota joudutaan tiivistämään esim. injektoinnilla. Ponttiseinärakenne voidaan yhdistää estorakenteena pohjavesikaukalon, salaojien ja ojien kanssa pitämään alikulun rakenteet kuivina. Alikulkusillan ympärillä voidaan patoseininä myös käyttää synteettisiä, kaivamalla asennettavia, HDPE-kalvoseinämiä, jos veden suotautuminen seinämän alta on hallittavissa. Synteettiset kalvoseinämät ovat yleensä asennettuna kalliimpia kuin teräsponttiseinät.

Pysyvä ponttiseinä on pohjaveden alenemisen estorakenne, mutta sillä on myös pohjavesiä padottava vaikutus. Tämä seikka voi aiheuttaa haitallisia ympäristövaikutuksia, sillä seinän katkaistessa pohjaveden virtauksen pohjavesi seinän toisella puolella voi alkaa laskea haitallisesti.

Eristetäänkö alikulku täysin tai osittain vesitiiviillä rakenteella ja jätetäänkö osa tai koko alikulku salaojin ja avo-ojin kuivatettavaksi vaikuttavat pysyvän tilanteen pohjaveden alennustarpeeseen, sen suuruuteen ja maaleikkaukseen virtaaviin vesimääriin. Myös pysyvien ponttiseinien käyttö vaikuttaa pohjaveden alennustarpeeseen, sen suuruuteen ja vesimääriin. Alikulkusillan perustamiseen liittyvien pohjavesiratkaisujen valintaan vaikuttaa myös käytössä olevan alueen suuruus.

9.2.2 Pohjaveden alennuksen suuruus pysyvässä tilanteessa

Alikulkusiltahankkeen laajuus ja pohjaveden alentamisen seuraukset määrittelevät sen, tarvitaanko vesilain mukaiset luvat pohjaveden pois pumppaamiseen maaperästä. Suomen vesilaissa todetaan, että muun kuin tilapäisen pohjaveden ottamon tekemiseen, joka on suunniteltu vähintään 250 m³/d käsittävän vesimäärän ottamista varten, on haettava lupa ympäristöviranomaisilta (VL 19.5.1961/264, luku 9, 7 §). Vesilaki vuodelta 1961 on tällä hetkellä voimassa, mutta sitä ollaan uudistamassa ja uuden vesilain pitäisi olla piakkoin valmis (Luntinen, 2010), jolloin edellä esitetty luku (250 m³/d) saattaa muuttua tai poistua kokonaan. Nykyisen käytännön mukaan Elinkeino-, liikenne- ja ympäristökeskus (ELY-keskus) valvoo ja ottaa kantaa ympäristöluvan tarpeeseen kohdealueellaan sijaitseviin hankkeisiin, mutta Aluehallintovirasto (AVI)

myöntää kohdealueeseensa kuuluvien hankkeiden ympäristöluvat. Ympäristöluvat on hankittava etukäteen. (Luntinen, 2010)

Tarvittavaa ympäristölupaa yli 250 m³/d pumpattaville vesimäärille ei myönnetä automaattisesti jokaiselle hakijalle. Myöntämisessä otetaan huomioon mm. kuivatus-toimenpiteiden laajuus, niiden vaikutusalue ja ympäristön pohjavedenpinnan aleneman suuruus. Myös alennuksen ympäristövaikutukset huomioidaan arvioinnissa, esimerkiksi eri ympäristön rakenteiden painumariskin kasvaminen pohjaveden alennuksen seurauksesta, pohjaveden pinnan merkittävä alentuminen ympäristössä pumppauksen takia ja sen aiheuttama yksityiskaivojen antoisuuden heikentyminen. Yksityiskaivoihin kohdistuvat pumppauksesta johtuvat vaikutukset vaativat myös vesilain mukaisen luvan.

Alin sallittava pysyvä pohjavedenpinta määritellään ympäristövaikutusten mukaan. Yleensä pohjavettä voidaan alentaa jonkin verran ilman merkittäviä ympäristöhaittoja, jolloin osittainen, hallittu pohjavedenalennus voi mahdollistaa bentoniittimatto- tai kalvokaukaloratkaisut. Tällöin pitää kuitenkin muistaa huolehtia, että nostetta vastaan on riittävä vastapaino ja että vedenpaine kaukalorakenteen alla ei pääse nousemaan mitoitussarvoja korkeammalle. Kalvon alle on suunniteltava vedenpaineen hallintaa varten salaajitus. Pohjaveden alentaminen alikulkusillan tulevassa kohteessa on aloitettava ennen maaleikkauksen tekemistä.

10 Pohjaveden alennuksen suunnittelu

10.1 Yleistä

Pohjaveden hallinta ja alentaminen eri keinoin on kannattavaa, koska kaivannon tekeminen kuivatyönä on teknisesti yksinkertaisempaa ja kustannuksiltaan edullisempaa kuin vedenalainen kaivu ts. märkätyö. (Korhonen et al. 1986)

Rakennuskaivantoon voi virrata hule- ja pintavesiä sekä maakerrosten läpi tullutta orsi- tai pohjavettä. Hule- ja pintavesien pääsyä kaivantoon pyritään estämään erilaisilla pato- ja suojarakenteilla, niskaajituksella tai ne ohjataan kaivannon pohjalla pumppukuoppiin. Pohjavettä voidaan alentaa ennakoon, jotta kaivu- ja rakennustyöt voidaan tehdä kuivatyönä. Useasti pohjavettä alennetaan sekä ennakoon että työn-aikaisesti, jotta pystyttäisiin tekemään tarvittava kaivanto kuivatyönä.

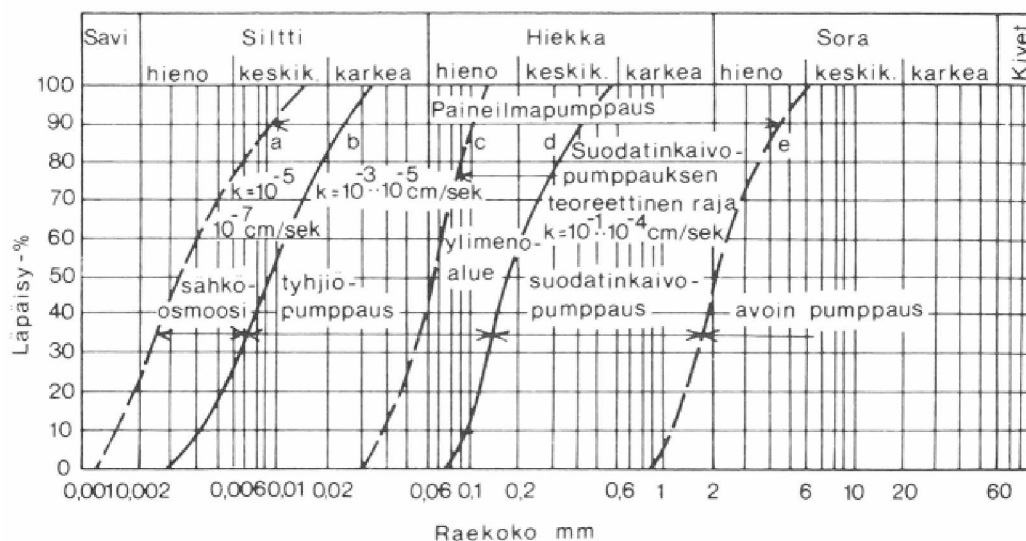
10.2 Alennustekniikat

10.2.1 Alennustekniikan valinta

Pohjavettä voidaan alentaa ennakoon ja työnaikaisesti painovoimaisella kuivatuksella, pumppaamalla pumppukuopasta, avokaivannosta, suodatinkaivosta tai poratuista kaivoista, tyhjiömenetelmällä tai elektro-osmoosilla.

Käytettävän menetelmän valinta riippuu maaperä- ja kallio-olosuhteista kuten maaperän rakeisuudesta ja vedenläpäisevyydestä, pohjavesiolosuhteista sekä hankkeen tavoitteista, kuten kaivussyvyydestä ja kuivatuksen laajuudesta. (RIL 207-2009, 2009) Myös pohjaveden pintojen tasot, joiden välillä alentaminen tehdään vaikuttavat alennusmenetelmän valintaan. Kuvassa 15 näkyy eri menetelmien käyttöalueet maan rakeisuuden perusteella.

Maaperän raekoon ja vedenläpäisevyyden kasvaessa pumpattava vesimäärä ja kuivatettava alue suurenevat, minkä takia tarvitaan yhä useampia ja tehokkaampia pumppauskaivoja vierekkäin. Samaan tulokseen johtaa myös maan raekoon ja vedenläpäisevyyden pieneneminen, koska pumppauksen vaikutusalue pienenee. Näin ollen rakeisuusalueen rajoilla joudutaan pumppauspaikat sijoittamaan epätaloudellisesti liian lähekkäin. Rakeisuuden ollessa sopiva riittää painovoiman aiheuttama virtaus pohjaveteen (RIL 95, 1974).



Kuva 15. Pohjaveden alennusmenetelmien käyttöalueet (RIL 95, 1974).

10.2.2 Pumppaus avokaivannosta

Pumppaaminen suoraan kaivannosta on yksinkertainen tapa pitää kaivanto kuivana. Pohjaveden alentamisen lisäksi samalla pumpataan yleensä heikosti vettä läpäiseviin maalajeihin tehtyihin kaivantoihin kerääntyneet pinta- ja suotovedet. Pohjaveden alennus tapahtuu tässä menetelmässä pumppaamalla vettä pois pumppukuopista, jotka tulisi sijoittaa perusrakenteiden ulkopuolelle riittävän syvälle. Kaivanto ympäröidään ojilla tai salaojilla, joilla vesi johdetaan näihin pumppukaivoihin. Pumppukaivot on hienorakeisissa maissa ympäröitävä suodatinkerroksilla tai -kankailla, jotka estävät hienon maa-aineksen pääsyn kuoppaan (RIL 95, 1974; Korhonen et al. 1986). Pumppaaminen pumppukuopista kannattaa aloittaa jo ennen kuin kaivutyöt tehdään kaivannon pohjalla. Karkearakeisissa, hyvin vettä läpäisevissä maalajeissa suotovettä voidaan pumpata pois suoraan kaivannosta riittävällä pumppauskapasiteetilla, jos kaivannon pohjan ja pohjavedenpinnan välinen korkeusero on pieni. (Korhonen et al. 1986)

Menetelmä soveltuu parhaiten karkeisiin hiekka- ja soraan sekä huonosti vettä läpäiseviin tiiviisiin moreeneihin kaivussyvyyden ollessa pohjaveden alapuolella korkeintaan 2,5...3 m (Rissanen, 1980). Hienorakeisissa kitkamaissa ei tätä menetelmää yleensä voida käyttää, koska seurauksena on luiskan sortuminen tai pohjan hydraulinen murtuminen (RIL 95, 1974). Jos kuitenkin näin tehdään, on huolehdittava siitä, että pohjavedenpinta alennetaan riittävästi kaivannon pohjan alapuolelle pumppaamalla tarpeeksi syvästä pumppukaivoista ennen kuin kaivu tehdään lopulliseen syvyyteen. Näin yritetään välttää luiskan sortuminen ja pohjan hydraulinen murtuminen. (Korhonen et al. 1986) Karkeissa kitkamaissa, joiden vedenläpäisevyys on suuri, ei yleensä ole tätä ongelmaa, koska hydraulisen pohjamurtuman syntymiseksi tarvittavaa virtausnopeutta ei yleensä saavuteta. Tällöin suurimpana ongelmana on saavuttaa riittävä pumppaamiskapasiteetti. Tarvittavaa kapasiteettia voidaan pienentää maaperän tiivistysinjektioinnilla tai kaivantoa ympäröivillä vesitiiviillä tukiseinillä, jotka on löydy riittävän syvälle (RIL 95, 1974). Tiiviiksi kerrostuneessa maassa ei tapahdu yhtä helposti pohjan hydraulista murtumista kuin löyhään kerrostuneessa maassa, joten tämä menetelmä soveltuu tiiviille moreenimaalle. Moreenien pintaosalla voi kuitenkin niissä olevien hienojen maa-ainesten vaikutuksesta tapahtua löyhtymistä, joka jälkepäin ulottuu yhä syvemmälle kaivannon pohjatason alapuolelle.

Parhaiten tämä estetään tekemällä kaivannon pohjalle suodatinkerros, joka tulee rakentaa mahdollisimman nopeasti kaivutyön tekemisen jälkeen. Suodatinkerros estää hienojen maa-ainesten löyhtymisen kaivannon pohjalla. (RIL 95, 1974)

Pumppukaivoja tarvitaan aina vähintään kaksi kappaletta, koska niitä joudutaan syventämään muun kaivutyön edistymisen mukaan. Tällöin toista kaivoa syvennettäessä, voidaan toista kaivoa yhä käyttää. Tarvittavan pumppausvirtaaman laskentamenetelmät ovat epätarkkoja ja vain suuntaa antavia, joten veden pumppauksen kannalta on myös edullisempaa käyttää useampia kaivoja, joissa voidaan käyttää tilanteen vaatimaa pumppaustehoa. Pitää kuitenkin varoa, etteivät kaivot ole sijoitettuna liian etäälle toisistaan, koska harvassa olevia kaivoja ja tehokkaita pumppuja käytettäessä veden virtaus kaivoon voi tapahtua liian nopeasti. Tällöin voi tapahtua kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen. Kaivojen ollessa liian etäällä toisistaan vesi ei myös välttämättä ehdi virrata maan läpi kaivoon vaan nousee jo kaivannon pohjan tai luiskien läpi kaivantoon. (Rissanen, 1980)

Kaivannon ulottuessa syvemmälle kuin 2 - 3 m pohjaveden alapuolelle muodostuu kaivutyö huomattavasti hitaammaksi kuin ennakolta pohjaveden alennusta käytettäessä. (Rissanen, 1980) Tällöin on myös vaarana kaivannon pohjan liettyminen ja hydraulinen murtuminen sekä pohjavesieroosion vuoksi tapahtuva luiskien sortuminen.

10.2.3 Pumppaus suodatinputkikaivoista

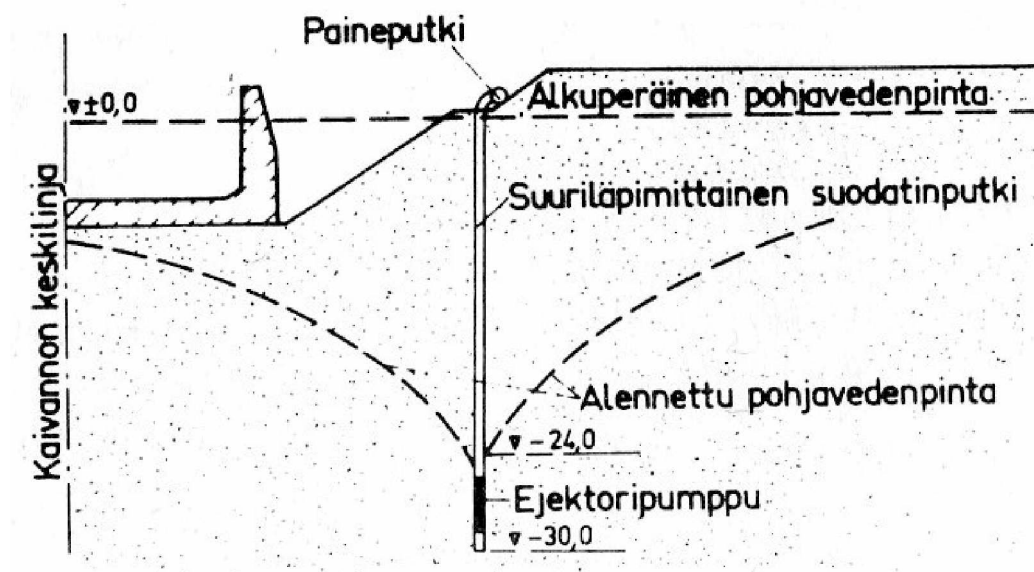
Suodatinputkikaivoista voidaan alentaa pohjavettä, jos maalaji on niin hienorakeista, että kaivannosta suoraan pumppaaminen ei ole mahdollista hydraulisen murtumisen vuoksi. Pohjavedenpinnan alenemisen tulee olla niin suuri, että kaivannon luiskia tai pohjaa vasten suunnattua kriittistä hydraulista painegradienttia ei pääse syntymään (RIL 95, 1974). Veden kulkeutuminen maasta kaivoon tapahtuu painovoiman vaikutuksesta paine-erosta johtuen. Menetelmää voidaan käyttää tehokkaasti sora- ja hiekkakerrostumissa, joissa vedenläpäisevyys on $10^{-3} \dots 10^{-6}$ m/s (RIL 95, 1974).

Pohjaveden pintaa voidaan alentaa yhdellä syvälle ulottuvalla tai useammalla portaittain asennettavalla kaivorivillä. Yhden kaivorivin tapauksessa käytetään enintään 30...35 m (RIL 95, 1974) syviä putkikaivoja. Jos rakennuspaikalla läpäisemätön kerros on hyvin lähellä vaaditun alennustason alapuolella, suodatinputkia ei voida asettaa tarpeeksi syvälle. Jos taas tällainen kerros on maanpinnassa, saattaa sen alapuolisessa läpäisevässä maakerroksessa olla paineellista pohjavettä.

Suodatinputkikaivot asennetaan yleensä riviin välittömästi kaivannon luiskien yläreunan läheisyyteen. Ne tehdään joko halkaisijaltaan 15...20 cm siiviläputkista, jotka asennetaan 5...15 m (Korhonen et al. 1986) etäisyydelle toisistaan käyttäen 30...100 cm läpimittaisia työputkia, tai halkaisijaltaan 4...5 cm siiviläputkista, jotka asennetaan maahan 1... 2 m (Korhonen et al. 1986) etäisyydelle toisistaan käyttäen vesihuuhtelua (RIL 95, 1974). Molemmissa tapauksissa siiviläputki ympäröidään sopivalla suodatinoralla tai -hiekillä. Maahan asennettavan työputken sisäpuolelle upotetaan suodatinputki ja väliin asennetaan suodatinkerros. Kaikkein sisimmäksi asennetaan imuputki. Suodatinputket yhdistetään toisiinsa putkella, joka toimii imu- tai paineputkena pumppaamistavasta riippuen (RIL 95, 1974).

Suuriläpimittaiset suodatinputket soveltuvat parhaiten maakerroksiin, joiden vedenläpäisevyys $k > 10^{-4}$ m/s (Korhonen et al. 1986). Niiden yhteydessä käytetään ejektoria ja uppopumppuja, joilla voi päästä jopa 60...100 m pumppausvyöhykkeeseen (Korhonen et

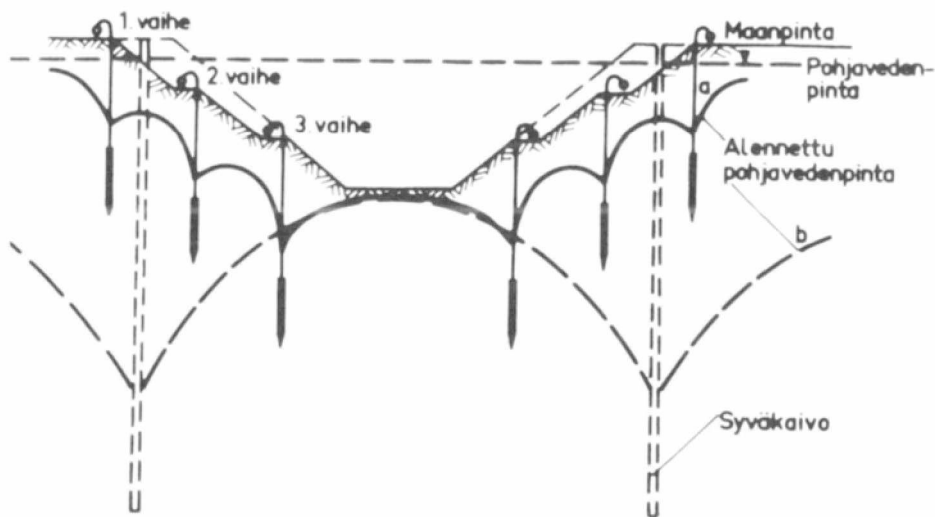
al. 1986; RIL 95, 1974). Kuvassa 16 on periaatekuva veden pumppaamisesta suuriläpimittaisesta suodatinputkesta.



Kuva 16. Pohjavedenpinnan alentaminen suuriläpimittaisista suodatinputkista ejektoripumpuilla pumppaamalla (Korhonen et al. 1986).

Suodatinkaivomenetelmää voidaan yksinkertaistaa yhdistämällä imu- ja suodatinputki sekä upottamalla ne maahan ilman työputkea. Tällöin kaivon läpimitta ja veden antoisuus pienenevät, joten sitä voidaan käyttää hienompirakeisissa maissa. Kuvassa 17 on periaatekuva pohjaveden alennuksesta suodatinkaivomenetelmällä.

Imupumppuja käytetään tavallisesti pieniläpimittaisten suodatinputkien yhteydessä. Näin saadaan kaivannon keskellä pohjavedenpinta alenemaan enintään 3,5 m (RIL 95, 1974; Korhonen et al. 1986). Jos halutaan alentaa pohjavedenpintaa tätä enemmän, voidaan kaivannon ympärille asentaa useampia putkiverkostoja eri tasoihin. Tällöin suodatinkaivojen maksimisyvyys on noin 9 m ja käytännössä saavutettava suurin pohjaveden alennus on noin 3,0...3,5 m tasoa kohti (RIL 95, 1974).



Kuva 17. Periaatekuva pohjaveden alennuksesta suodatinputkikaivoilla tasoittain tai syväkaivoilla (RIL 95, 1974).

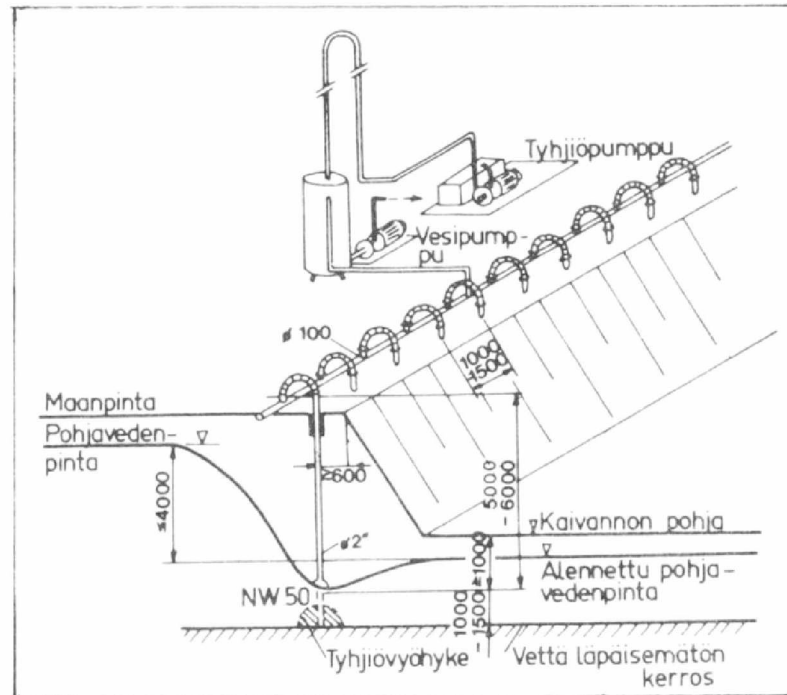
10.2.4 Pumppaus syväkaivoista

Jos pohjaveden alennuksen tarve on yli 6...7 m, se voidaan toteuttaa vaihtoehtoisesti syväkaivomenetelmällä, ei pelkästään monivaiheisella suodatinputkimenetelmällä. Syväkaivomenetelmässä uppopumppu sijoitetaan syväkaivon pohjalle, joka tehdään vähintään halkaisijaltaan 400 mm suojaputkea käyttäen. Kukin kaivo toimii erillisenä, päinvastoin kuin suodatinputkimenetelmässä, jossa useita kaivoja yhdistetään samaan pumppuun. Jos maaperän vedenläpäisevyys on pienempi kuin noin $1 \cdot 10^{-4}$ m/s, on veden virtaus painovoiman vaikutuksesta liian hidasta, jotta pumppaus suodatin-kaivosta onnistuisi (Rissanen, 1980).

10.2.5 Tyhjiömenetelmä

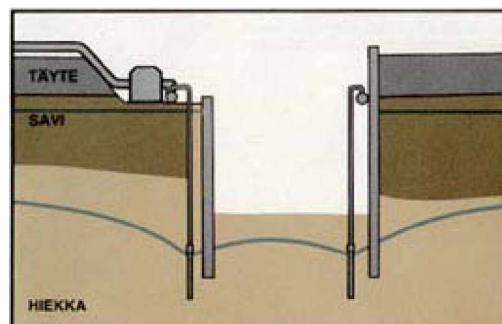
Eräs pohjaveden alennustekniikka on tyhjiömenetelmä, jota nimitetään myös Well-point-menetelmäksi. Tätä käytetään kaivantojen työnaikaiseen kuivatukseen ja kaivantojen pohjan hydraulisen murtumisen estämiseksi. Sitä käytetään hienorakeisissa maalajeissa (esim. silttisessä maaperässä tai hienossa hiekassa), joissa suodatinputkikaivoilla ei saada pohjavettä alenemaan. Näiden maalajien pienen vedenläpäisevyyden ja kapillaarivoimien vuoksi ei pelkästään painovoimaan perustuva painero saa aikaiseksi tarvittavaa pohjaveden virtausta. Sopivana maaperän vedenläpäisevyysskertoimena pidetään $10^{-5} \dots 10^{-7}$ m/s (RIL 95, 1974). Veden virtausta tehostetaan aiheuttamalla alipainetta maahan asennettuihin imukärkiin, jotka imevät veden maaperästä. (RIL 95, 1974)

Tyhjiömenetelmässä imukärkiä upotetaan kaivettavan alueen ympärille tai reunalle 2...5 m (PVA-Palvelu Oy, 2010) välein riviin. Imukärkien väliä voidaan lyhentää tai pidentää tarpeen mukaan. (Elsilä, 2010) Imukärjet ovat pieniläpimittaisia (noin 50 mm) suodatinputkia, joiden suodatinosa asennetaan tulevan kaivutason alapuolelle vettä johtavaan kerrokseen kuten hiekkaan tai siiviläosa ympäröidään muuten suodatinhiekalla. Imukärjet ovat yleensä noin 5...7 m pitkiä (Elsilä, 2010) ja niiden rei'itetty siiviläosa on noin 1...2 m pitkä kärjen alapäässä. Asennusreikä tiivistetään yläosastaan, jotta ilmaa ei pääse imukärkeen. Kuvassa 18 esitetään periaatekuva tyhjiömenetelmän laitteistosta.

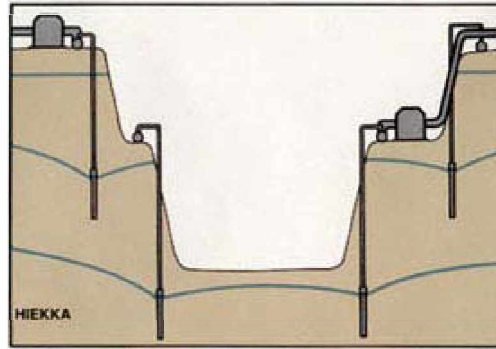


Kuva 18. Periaatekuva tyhjiöpumppauksen järjestelystä (RIL 95, 1974).

Imukärjet voidaan asentaa vesihuuhtelulla tai maaporauksen avulla. Vesihuuhtelu on yleisempi tapa. Imukärkien nousuputket yhdistetään liitosletkuilla runkoputkeen (PVA-Palvelu Oy, 2010). Jokaisen liitosletkun yhteydessä on venttiili, jolla kyseinen imukärki voidaan kytkeä pois käytöstä tai säätää sen imutehoa. Runkoputki liitetään imupumppuun. Menetelmässä käytettävä imupumppu koostuu alipainepumpusta ja veden poistavasta vesipumpusta. Pumpun teoreettisen alipaineen ollessa noin 0,8...0,9 bar voidaan pohjaveden vesipintaa tai sen painetasoa painehäviöstä johtuen alentaa vain 6 metriä imupumpun tason alapuolelle (PVA-Palvelu Oy, 2010). Jos haluttu pohjaveden pinnan alennussyvyys on suurempi kuin 6 m, täytyy kaivannon ympärille asentaa kaivutyön edistyessä useampia verkostoja eri tasoihin porrastettuina. Myös syvissä kaivannoissa imukärjet asennetaan usein vaihteittain. Tuetuissa kaivannoissa imukärjet asennetaan yleensä sekä tukiseinien sisä- että ulkopuolelle. Kuvissa 19 ja 20 on esitetty periaatekuvat miten imukärjet voidaan asentaa tuetuissa kaivannoissa ja syvissä kaivannoissa.



Kuva 19. Imukärjet asennettuna tukiseinien sisä- ja ulkopuolelle (PVA-Palvelu Oy, 2010).



Kuva 20. Imukärjet asennettuna vaiheittain syvään kaivantoon (PVA-Palvelu Oy, 2010).

Mitoitusvesimäärä q voidaan laskea kaavan (28) avulla (RIL 95, 1974).

$$q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{\ln R - \ln r_0} \left(1 + \frac{\Delta p}{s \cdot \gamma_w} \right), \quad (28)$$

missä q on kaivoon virtaava mitoitusvesimäärä [m^3/s], k vedenläpäisevyyskerroin [m/s], H alkuperäisen pohjaveden pinnan etäisyys läpäisemättömään kerrokseen [m], h_0 kaivossa olevan alennetun pohjaveden pinnan etäisyys läpäisemättömään kerrokseen [m], R pumppauksen vaikutussäde kaivon keskipisteestä katsottuna [m], r_0 kaivon säde [m], γ_w veden tilavuuspaino [kN/m^3], Δp kaivossa oleva alipaine ja s on pohjaveden tehollinen alennus kaivannon keskellä [m].

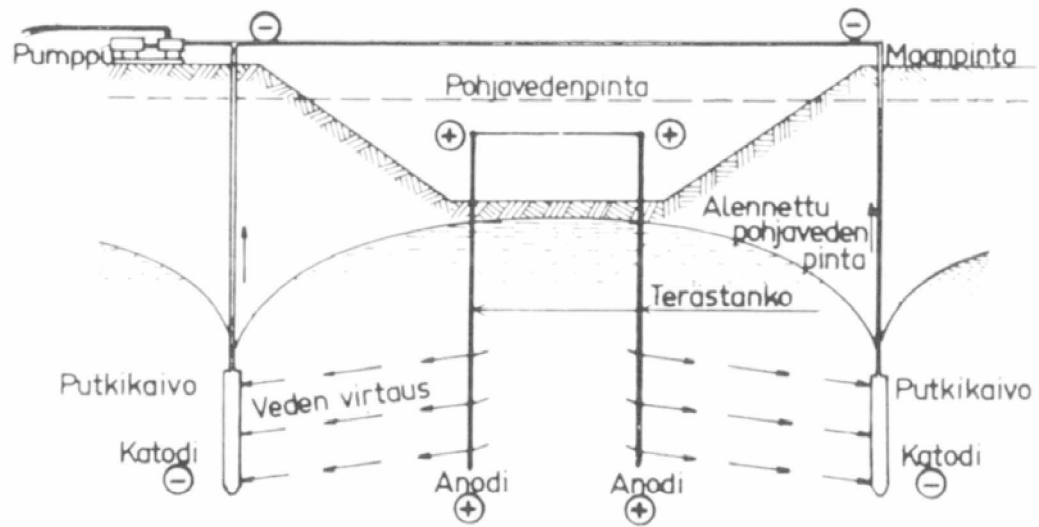
Tyhjiömenetelmän vesimäärä on suurempi kuin samoissa olosuhteissa tehdyn tavallisen pumppauksen, mutta kuitenkin aika pieni, koska sitä käytetään pienen vedenläpäisevyyden omaavissa maissa. Imukärkien väli on noin 2 m, joka on samalla tyhjiön vaikutusalueen halkaisija. Tyhjiöpumppaus on nopea, taloudellinen ja yksinkertaisempi tapa kuin pumppaus suuriläpimittaisesta suodatinkerroksilla varustetusta kaivosta. Sillä alennettu pohjavedenpinta asettuu loivempaan asentoon. Lisäksi saavutettu pohjaveden alennustaso on jonkin verran suurempi kuin tavallisessa painovoimapumppauksessa.

10.2.6 Pohjaveden alennus sähköosmoosilla

Sähköosmoosia voidaan käyttää pohjaveden alennukseen hienorakeisissa maissa ja vedenläpäisevyyden ollessa $10^{-7} \dots 10^{-9} \text{ m/s}$ (RIL 95, 1974). Se perustuu ilmiöön, jossa tasavirta saa maassa olevan veden virtaamaan positiivisesta elektrodista (anodista) negatiiviseen elektrodiin (katodiin). Maahan asennetaan katodeiksi rei'itettyjä suodatinputkia ja niiden väliin anodeiksi teräsputkia, kuten terästankoja. Vesi virtaa rei'itettyihin suodatinputkiin. Kuvassa 21 näkyy sähköosmoosimenetelmän periaate. Virran voimakkuuden tulee olla vähintään 150 ampeeria ja kenttävoimakkuuden $0,1 \dots 1,0 \text{ V/cm}$ (RIL 95, 1974). Virrankulutukseksi on mitattu $3 \dots 30 \text{ kWh/m}^3$ (RIL 95, 1974).

Sähköosmoosimenetelmää on harvoin käytetty, sillä pohjaveden alentamista ei yleensä käytännössä tarvita pohjasuhteissa, jotka vastaavat tämän menetelmän soveltuvuusalueetta. Sitä voidaan käyttää muiden menetelmien apuna veden virtausnopeuden lisääjänä. Koheesiomaan lujittamiseen sähkövirtaa voidaan hyödyntää myös siten, että anodina on esimerkiksi alumiinitanko, josta Al -ionit siirtyvät saveen ja va-

pauttavat kationeja. Tällöin saven vesipitoisuus pienenee ja lujuus kasvaa. Sähköosmoositekniikkaa soveltuu myös veden ja saastuneen maaperän puhdistamiseen.



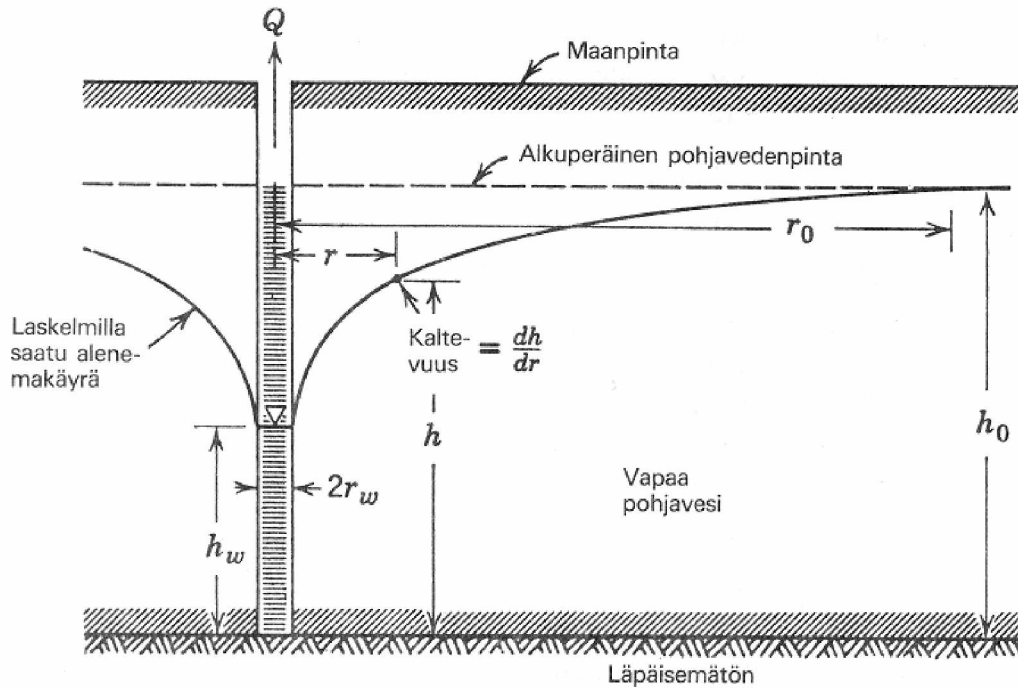
Kuva 21. Periaatekuva pohjaveden alennuksesta sähköosmoosilla (RIL 95, 1974).

10.3 Likimääräiskaavat pumpattaville vesimäärille

Vapaan akviferin tapauksessa vettä läpäisevän maakerroksen alareunaan ulottuvaan "täydelliseen" suodatinkaivoon virtaava vesimäärä Q lasketaan Darcyn lain mukaan kaavalla (29). (RIL 95, 1974; Airaksinen, 1978)

$$Q = A \cdot k \cdot i = 2\pi \cdot rh \cdot k \cdot \frac{dh}{dr}, \quad (29)$$

missä Q on kaivon pumppausvirtaama [m^3/s], A on kaivon lieriönmuotoinen vaippapinta-ala ($A = 2\pi rh$, kuva 22) [m^2], r on etäisyys kaivosta [m], k on vedenläpäisevyyskerroin [m/s] ja i on hydraulinen gradientti ($i = dh/dr$, kuva 22). Kuvassa 22 nähdään pysyvä säteittäinen virtaus kaivoon vapaassa akviferissa.



Kuva 22. Putkikaivon ympärille pumppauksen johdosta syntyvä pohjavedenpinnan lasku vapaassa akviferissa (Airaksinen, 1978).

Kaavasta (29) saadaan integroinnin jälkeen vapaan akviverin pumppausvirtaamalle Q kaava (30). (Airaksinen, 1978; RIL 95, 1974)

$$Q = \frac{\pi k (h_0^2 - h_w^2)}{\ln(r_0/r_w)}, \quad (30)$$

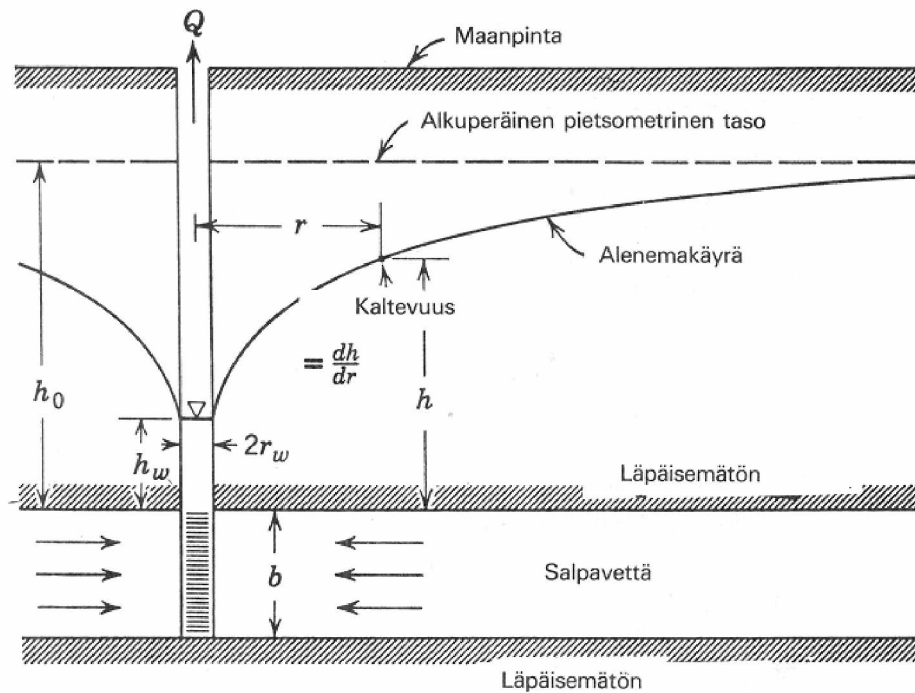
missä r_0 on pumppauksen vaikutusalueen säde [m], r_w kaivon säde [m], h_0 alkuperäinen pietsometrinen korkeus ja h_w on kaivon pietsometrinen korkeus. Jos pohjavesihavaintoja suoritetaan kahdesta erillisestä havaintoputkesta, jotka ovat etäisyydellä r_1 ja r_2 kaivosta ja joissa vedenkorkeudet ovat h_1 ja h_2 , saadaan vedenläpäisevyys k kaavasta (31) (RIL 95, 1974).

$$k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} \quad (31)$$

Paineellisen akviferin tapauksessa kaivon suuntautuva virtaama Q voidaan laskea kaavan (32) mukaan (Airaksinen, 1978).

$$Q = 2\pi \cdot r \cdot b k \cdot \frac{dh}{dr}, \quad (32)$$

missä b on sen maakerroksen vahvuus [m], jossa pohjavesi virtaa paineellisenä. Kuvassa 23 nähdään pysyvä ja säteittäinen virtaus kaivon laajassa ja paineellisessa akviferissa.



Kuva 23. Putkikaivon ympärille pumppauksen johdosta syntyvä pohjavedenpinnan syvennys paineellisessa akviferissa (Airaksinen, 1978).

Pohjaveden virratessa paineellisena maakerroksessa (paksuudeltaan b), jota rajoittavat kaksi läpäisemätöntä kerrosta, saadaan kaavasta (32) integroimalla kaava (33), kun b on vakio. (RIL 95, 1974; Airaksinen, 1978)

$$Q = \frac{2\pi \cdot b k (h_0 - h_w)}{\ln(r_0/r_w)}, \quad (33)$$

missä b on maakerroksen paksuus, jossa pohjavesi virtaa paineellisenä [m]. Sijoittamalla pohjavesihavaintoparit h_1 ja h_2 sekä r_1 ja r_2 kaavaan (33) voidaan vedenläpäisevyys laskea kaavasta (34) (RIL 95, 1974; Airaksinen, 1978).

$$k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{2\pi \cdot b (h_2 - h_1)} \quad (34)$$

Sichardt'n mukaan suodatinkerroksen läpi virtaavan suurin vesimäärä saadaan kaavalla (35).

$$f = \sqrt{k}/15, \quad (35)$$

missä f on suodatinkerroksen ns. vastaanottokyky [m^3/s] ja k on vedenläpäisevyyskerroin [m/s]. Suure f lasketaan suodatinkerroksen vaippapinta-alan m^2 :ä kohti. Kaivosta saatava suurin vesimäärä Q_{\max} voidaan laskea kaavasta (36). (RIL 95, 1974)

$$Q_{\max} = 2\pi \cdot r_w h_0' \sqrt{k}/15, \quad (36)$$

missä r_w on kaivon säde sorasuodatinkerros mukaan luettuna [m] ja h_o' on veden kanssa kosketukseen tulevan siiviläputken osan korkeus [m]. Jos suodatinkerroksen uloimman osan ajatellaan tukkeutuneen, voidaan sen vastaanottokykyä arvioitaessa ottaa huomioon vain puolet sorakerroksen paksuudesta. Széchyn mukaan voidaan kaava (36) muokata kaavan (37) muotoiseksi. (RIL 95, 1974)

$$Q_{\max} = 0,9(h_w + h_k)\pi \cdot r_0 \sqrt{k}/15, \quad (37)$$

missä h_w on veden syvyys kaivossa [m] ja $h_k \approx (h_o + h_w)/2$ [m]. Peruskaivannon muodolla on käytännössä suhteellisen pieni vaikutus vesimäärään (RIL 95, 1974).

10.4 Likimääräiskaavat vaikutusetäisyydelle ja alenemalle

Kaivon ympärille muodostuneen vedenpinnan syvennyksen säde eli pumppauksen ns. ulottuvuus r_0 on yleensä vapaassa akviferissa pienempi kuin paineellisessa akviferissa. Vaikutussäde on hienon hiekan ja hiekan muodostamassa vapaassa akviferissa 100...200 m ja paineellisessa 250...500 m, karkeassa hiekassa ja sorassa vastaavasti 300...500 m ja 750...1500 m sekä 500...1000 m ja 1000...1500 m halkeilleessa kalliossa (Airaksinen, 1978). Pumppauksen ulottuvuus riippuu myös vedenotosta, pumppauksen kestoajasta ja kaivon rakenteesta. Pumppauksen ulottuvuuden voi myös laskea yhden kaivon tapauksessa kaavalla (38). (RIL 95, 1974)

$$R_1 = c\sqrt{kHt/n}, \quad (38)$$

missä R_1 on yhden kaivon ympärille muodostuneen vedenpinnan syvennyksen säde [m], t on pumppauksen kesto aika [vrk], c on kerroin 1,5...3 väliltä ja n on huokoisuus. Weberin mukaan $c = 3$ tapauksissa, jolloin t on 3...10 vrk (RIL 95, 1974).

Sichardt'in mukaan pumppauksen ulottuvuuden r_0 voidaan likimäärin laskea koke-musperäisestä kaavasta (39) (RIL 95, 1974).

$$r_0 = 3000s\sqrt{k}, \quad (39)$$

missä s on vedenpinnan suunniteltu alennus [m] ja k on vedenläpäisevyyskerroin [m/s]. Kaava (39) johtaa havaintojen mukaan yleensä oikeaan vesimäärään, jos ky-seessä on suhteellisen suuri alennus ($s \geq 5$ m) (RIL 95, 1974). Avonaisen veden lähei-syydessä voi pumppauksen ulottuvuus olla korkeintaan kaavan (40) mukainen (RIL 95, 1974).

$$r_0 = 2e, \quad (40)$$

missä e on vesistön rannan ja kaivoryhmän painopisteen välinen etäisyys.

Pumpattaessa samaan aikaan useammasta kaivosta saavat kaavat (30) ja (33) vapaan akviferin tapauksessa kaavan (41) muodon ja paineellisessa akviferissa vastaavasti kaavan (42) muodon (Airaksinen, 1978).

$$h_0^2 - h^2 = \sum_i^n \frac{Q_i}{\pi k} \ln(R_i/r_i), \quad (41)$$

$$h_0 - h = \sum_i^n \frac{Q_i}{2\pi k b} \ln(R_i/r_i), \quad (42)$$

missä $h_0 - h$ on kokonaisalenema määrättyssä pumppauksen vaikutusalueen pisteessä, n on kaivojen lukumäärä, R_i on kaivon i vaikutusalueen säde ja r_i on matka pisteestä kaivolle i . Kaavaa (41) voidaan käyttää vain sellaisissa akvifereissa, joissa alenemat ovat suhteellisen pieniä (Airaksinen, 1978).

10.5 Arvioidut ympäristöhaitat

10.5.1 Yleistä

Merkittävimmät ympäristöhaitat, jotka johtuvat alikulkusillan maaleikkauksen kuivanapidosta, liittyvät pohjaveden pinnan alentumiseen ja orsivesiesiintymissä tapahtuviin muutoksiin. Pohjaveden pinnan aleneminen saattaa aiheuttaa merkittäviä ympäristövaikutuksia, kuten haitallisia painumia. Haitallisia painumia voi muodostua, jos rakennuspaikalla tai sen ympäristössä on kokoonpuristuvia maakerroksia.

Pohjavedenpinnan alenemisesta Δh :n verran aiheutuu kuormituslisäys $\Delta p_w = \gamma_w \Delta h$, kun γ_w on veden tilavuuspaino. Tämä kuormituslisäys vaikuttaa itse asiassa täydellisenä vasta alennetusta vedenpinnasta alaspäin, mutta jos alennus on pieni kokoonpuristuvan maakerroksen paksuuteen verrattuna, voidaan olettaa kuormituslisäyksen olevan vakio $(H-h_w)$ -paksuisessa maakerroksessa, kun h_w on alkuperäisen pohjavedenpinnan syvyys maanpinnasta ja H on vettä läpäisevän kerroksen paksuus alkupe-
räisen pohjaveden pinnan alapuolella. (RIL 95, 1974).

Pohjavedenpinnan alenemisesta aiheutuva painuma voi tulla merkittäväksi, jos pehmeän maakerroksen paksuus on suuri. Suuri painuma saattaa aiheuttaa rakennusvaurioita esimerkiksi peruskaivannon ympäristössä. Pehmeän maakerroksen paksuuden vaihdellessa voivat painumat tulla epätasaisiksi ja täten vaurioitumisriski kasvaa. Epätasaiset painumat pitää ottaa huomioon erityisesti, kun pohjavesi alenee laajalla alueella. Tällöin alennuksesta aiheutuva kuormituslisäyksen syvyysvaikutus on suuri.

10.5.2 Pohjavettä padottava vaikutus

Alikulkusiltarakenne kokonaisuudessaan ja mahdolliset patorakenteet (esim. pysyvät ponttiseinät) saattavat sijoittua pohjaveden virtauskenttään haitallisesti. Huonossa tapauksessa ne sijoittuvat pohjaveden virtauskenttään siten, että pohjaveden virtausyhteys alikulun toiselta puolelta toiselle katkeaa tai ainakin heikkenee. Eli jos pohjavesi virtaa esim. pohjoisesta etelään, voi pohjaveden pinnan taso alikulkusillan pohjoispuolella nousta ja eteläpuolella vastaavasti laskea alikulun padottavasta vaikutuksesta johtuen. Myös ponttiseinärakenteella, jolla alikulku on mahdollisesti ympäröity kokonaisuudessaan tai osittain ja joka saattaa olla jopa alikulun pysyvä pohjaveden alennuksen estorakenne, on tällainen padottava vaikutus.

10.5.3 Kaivannon pohjan murtuminen ja pohjavesieroosio

Pohjaveden virtauksessa syntyvä suotopaine voi muuttaa maan jännitystilaa siten, että tapahtuu hydraulinen murtuminen ja pohjavesieroosiota. Suotopaine on voima, jolla veden virtaus maaperässä vaikuttaa maarakeisiin. Hydraulinen murtuma (hydraulinen nousu) on maaperässä tapahtuva ääri-ilmiö, jossa maa menettää lujuutensa ja kantavuutensa ja alkaa "kuohua" sekä voi myös esim. halkeilla. Sisäinen eroosio on yleensä myös voimakasta hydraulisen murtuman yhteydessä.

Kun hydraulinen gradientti i saavuttaa kriittisen hydraulisen gradientin i_c arvon ja vesi suotautuu ylöspäin tarkasteltavassa virtaustilanteessa, maamassassa tapahtuu hydraulinen murtuma. Kriittinen hydraulinen gradientti i_c on maalajivakio, jonka arvo vaihtelee homogeenisessa kivennäismaassa välillä 0,7...1,2 (RIL 157-I, 1985). Kun kitkamaa saavuttaa kriittisen gradientin, sen lujuus alenee nolnaan ja se alkaa kuohua (Rahikainen, 2010). Hydraulinen noste taas syntyy helpoiten tapauksissa, jossa koheesiomaan tai eloperäisen maan alla on vettä johtavia kerroksia, kuten läpäisevä kitkamaa (Rahikainen, 2010). Kriittinen hydraulinen gradientti i_c lasketaan kaavalla (43).

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (43)$$

missä γ' on maan tehokas tilavuuspaino [kN/m^3] ja γ_w on veden tilavuuspaino (noin 10 kN/m^3). Jotta riittävä varmuus tämän tyyppistä hydraulista murtumista vastaan saavutetaan, tulee suurimman pinnassa esiintyvän ulospäin suuntautuvan hydraulisen gradientin suuruuden, ns. ulostulogradientin i_E , toteuttaa ehto (44) (RIL 157-I, 1985).

$$i_E < i_{sall} \quad (44)$$

$$i_{sall} = 0,25i_c \dots 0,33i_c$$

missä i_{sall} on sallittu ulostulogradientin arvo. Ehdon (44) ensimmäinen sallittu ulostulogradientin arvo soveltuu silttisille maalajeille ja jälkimmäinen taas hiekkaisiin maalajeihin (RIL 157-I, 1985).

Suotovirtaustilanteessa veden virratessa ulos hienorakeisesta maakerroksesta tai karkearakeiseen maalajiin tapahtuu hienon maa-aineksen kulkeutumista rajapinnan läpi. Tätä ilmiötä kutsutaan sisäiseksi eroosioksi eli pohjavesieroosioksi. Se voi käynnistyä, jos suotovoima kasvaa niin paljon, että se ylittää maarakeiden painon. Tällöin hieno maa-aines lähtee liikkeelle ja kulkeutuu veden mukana pois. Tästä seuraa maa-aineksen löyhtyminen ja rakenteen stabiliteetin heikkeneminen. Jos tällainen sisäinen eroosio keskittyy yhteen kohtaan, voi lopputuloksena olla eroosiosuonen syntyminen eli piping-ilmiö. Suotovesien yhtyminen leikkausluiskaan tai sen juureen voi aiheuttaa otollisen tilanteen pohjavesieroosiolle. Maalajeista herkimpiä sisäiselle eroosiolle ovat siltti ja hieno hiekka. (Korhonen et al. 1986; Airaksinen, 1978)

Pohjaveden alennuksen aiheuttamat muutokset pohjaveden virtauksessa saattavat aiheuttaa maa-aineksen kulkeutumista myös kaivannon ympäristössä. Toisen tyyppisessä sisäisessä eroosiossa epästabiliin maan hienoaaines lähtee liikkeelle suuren hydraulisen gradientin ja virtausnopeuden takia. Tällöin pohjaveden virtausnopeus edelleen kasvaa ja hienoaaines kulkeutuu pois veden mukana. Jos prosessia ei pysäytetä, muodostuu kanavia ja ennen pitkää tapahtuu murtuma. Tämän tyyppistä sisäistä eroosiota voidaan yrittää estää pidentämällä veden suotovirtausmatkaa. (RIL 157-I,

1985) Sisäinen eroosio voi kehittyä myös maaperään syntyneissä halkeamissa. Niitä voivat aiheuttaa erityisesti maan epätasainen painuma ja routa.

Pohjavettä alennettaessa suoraan kaivannosta on otettava huomioon kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen. Pohjaveden virtaus saattaa myös löyhdyttää kaivannon luiskun juuren aiheuttaen näin sortuman. (Korhonen et al. 1986) Kaivettaessa pohjavedenpinnan alapuolella koheesio- ja välimaat häiriintyvät helposti. Mikäli koheesiomaakerrosten alapuolella on kitkamaata, jossa on paineellista pohjavettä, tapahtuu kaivannon pohjan murtuminen, kun pohjaveden paine on suurempi kuin yläpuolella olevan vettä läpäisemättömän maakerroksen paino. (RIL 95, 1974) Kitkamaassa kaivettaessa pohjaveden pinnan alapuolelle saattaa ylöspäin suuntautuvan virtauspaineen kasvu muodostua niin suureksi, että tapahtuu kaivannon pohjan hydraulinen murtuma.

Kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen tapahtuu paikallisesti, kun pohjavesieroosion vaikutuksesta pohjaveden mukana siirtyy hienorakeista maa-ainesta. Murtumisen tapahtuessa koko maamassa muuttuu juokseväksi ja käyttäytyy kuin rasakas neste, jolla ei ole leikkauslujuutta. Kaivannon pohjan murtuminen voidaan estää pienentämällä hydraulista gradienttia, mikä onnistuu joko pidentämällä veden suotomakkaa tai pienentämällä paine-eroa. Käytännössä mm. seuraavat toimenpiteet tulevat kysymykseen (RIL 95, 1974):

- kaivaminen veden alla,
- ponttiseinän lyöminen syvemmälle,
- pohjavedenpinnan alentaminen kaivannon ympäristössä ja
- käännetyn suodatinkerroksen tekeminen kaivannon pohjalle.

10.6 Vaikutusten rajoittaminen

10.6.1 Virtauksen katkaisu

Ratojen alikulkusilltoja rakennettaessa pohjaveden virtauksen katkaisuun voidaan käyttää esimerkiksi ponttiseinää, patoseinää, injektointia, suihkuinjektointia tai jäädystekniikkaa. Katkaisuun voidaan päätyä, mikäli halutaan pienentää kaivantoon suotautuvaa veden määrää ja rajoittaa pohjaveden alennuksesta johtuvia ympäristövaikutuksia.

Myös pohjaveden imeytystä maa- tai kallioperään voidaan käyttää pohjaveden alennuksen ympäristövaikutusten rajoittamiseen. Siinä maaperään imeytetään pohjavettä korvaavaa vettä. Tähän saatetaan päätyä myös, jos halutaan lisätä pohjavettä maaperään, kun pohjaveden virtaus on katkennut työnaikaisesti tai pysyvästi alikulkusillan rakentamisen takia. Mikäli pohjaveden virtausta ei haluta katkaista alikulkusillan kaivantoa tehtäessä, voidaan kaivanto tehdä märkätyönä.

10.6.2 Virtauksen katkaisu patoseinällä

Patoseinät tehdään betonista valamalla ne maan sisään silloin, kun tarvitaan vesitiivis pysyvä tukiseinä. Suomen olosuhteissa patoseinä usein ulotetaan tiiviisti kallioon. Tällaisella seinällä voidaan tukea syvempiä kaivantoja kuin muilla tukiseinätyypeillä ja usein se myös toimii osana lopullista rakennetta. Edellyttäen, että seinäkaivannon

työn aikainen tukeminen on tehty siten, että sortumista ei pääse tapahtumaan, ympäröivässä maassa tapahtuu vain vähäisiä muodonmuutoksia. Maahan valettuja patoseiniä ovat paalu- ja kaivantoseinät. Paaluseinät muodostuvat maan sisään vierekkäin tehdyistä kaivinpaaluista (RIL 95, 1974). Kaivantopaalujen halkaisijat seinää tehtäessä on useimmiten 70...120 cm (RIL 95, 1974). Kaivantoseinät muodostuvat maan sisään valetuista usean metrin levyisistä, yksi kerrallaan tehtävistä seinän osista. Seinän paksuus on useimmiten 60...80 cm (RIL 95, 1974).

Alikulkusiltojen rakentamisessa on käytetty myös teräsponttiseiniä virtauksen katkaisuun ja ympäristön pohjaveden alentumisen estorakenteena. Ponttiseinät tulee silloin lyödä uriin ja ulottaa huonosti vettä johtavaan kerrokseen. Useasti ponttiseinien ja kallionpinnan välistä maaperää joudutaan tiivistämään esim. injektoinnilla.

10.6.3 Virtauksen katkaisu injektoinnilla

Injektoinnilla yritetään yleensä joko vahvistaa tai tiivistää maapohjaa tai kalliota, mutta sitä voidaan myös käyttää pohjaveden virtauksen katkaisuun ja vedenläpäisevyyden pienentämiseen. Injektoinnin toimintaperiaatteena on täyttää maan huokostila tai kallion raot nestemäisellä injektointiaineella, joka yleensä puristetaan paineella maan huokosiin tai kallion rakoihin. Injektointiaine kovettuu maaperässä ja sitoo maarakeet yhtenäisemmäksi maamassaksi. Tällöin maan tai kallion lujuus kasvaa.

Injektointiaine on sementin tai erilaisten kemikaalien ja veden seos. Aineina käytetään myös muun muassa bentoniittia, hartsia tai epoksia. Injektoitaessa voidaan myös käyttää ns. kiihdytinainetta kuten vesilasiasia. Injektointimenetelmiä on monia, joista sopivin valitaan pohjasuhteiden, suunnitellun injektointiaineen ja käytettävissä olevan kaluston perusteella. Maarakennustöihin liittyvä kallion injektointi on kuitenkin yleensä ns. pintainjektointia.

Injektointiparametrit, kuten paine, määrä, virtaus ja virtausnopeus, on valittava siten, ettei maassa tapahdu haitallisia muodonmuutoksia tai syrjäytymistä. Varsinkin herkkien rakenteiden läheisyydessä on suunniteltava injektointi mahdollisimman tarkasti. Maan injektoitavuuteen vaikuttavat vedenläpäisevyys tai rakeisuus. (RIL 95, 1974) Varmaa tietoa injektoinnin edellytyksistä voidaan saada vain koeinjektoinnin perusteella.

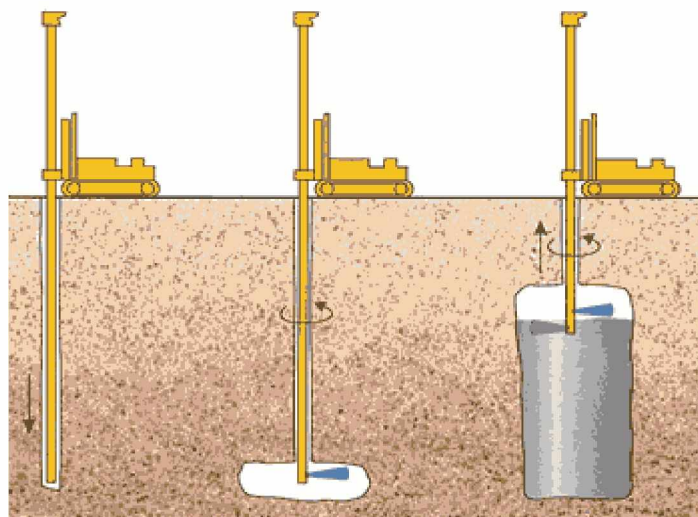
Pohjaveden voimakas virtaus sekä usein maan runsas vesipitoisuus tekevät perinteisen maainjektoinnin vaikeaksi. Tällöin voi tapahtua injektointiaineen laimentumista tai huuhtoutumista. Näitä vaikutuksia voidaan vähentää esimerkiksi seuraavilla toimenpiteillä (Tiehallinto, Siltayksikkö, 2001):

- käyttämällä nopeasti kovettuvaa injektointiainetta,
- käyttämällä korkeaviskoosisia injektointiaineita ja/tai laastia, jossa on suuri kuiva-ainepitoisuus,
- käyttämällä lisäaineita estämään injektointiaineen laimeneminen.

Käytettävät injektointiaineet eivät saa aiheuttaa maaperän tai pohjaveden pilaantumista. Pohjavesialueilla tai niiden läheisyydessä injektoitaessa on varmistettava, että haitalliset injektointi- ja huuhteluaineet eivät pääse likaamaan pohjavettä tai maaperää.

10.6.4 Virtauksen katkaisu suihkuinjektoinnilla

Suihkuinjektointimenetelmässä maahan porataan suuttimella varustetulla porakruunulla reikä haluttuun syvyyteen. Suuttimen kautta voidaan korkeapaineisella, pieniläpimittaisella suihkulla leikata ja osittain syrjäyttää maakerros, johon suihku on suunnattu. Samalla maahan sekoitetaan käytetty sideainesuspensio pyörittämällä ja hitaasti nostamalla suihkua saadaan maahan syntymään maabetonin pilari, jossa maa-aines toimii runkoaineena ja sideainesuspensio sitovana ainesosana. Kovettumisen jälkeen syntyy maahan haluttuun syvyyteen määrämittäinen pilari, jonka lujuus vaihtelee maalajin, suihkutusparametrien ja sideaineen mukaan. Sideaine on yleensä sementti. Kuvassa 24 on esitetty suihkuinjektointin työvaiheet. Suihkuinjektointilla voidaan toteuttaa pysty- ja vaakasuuntaisia elementtejä, jotka ovat pilareita tai paneeleja. Valmiit elementit ovat tyypillisesti 0,6...2,0 metrin läpimittaisia pilareita (Finnsementti Oy, 2011) tai 100...200 mm paksuja tiivistysseinämiä, joiden vedenläpäisevyysarvo k on noin 10^{-7} m/s (Solovjew, 1986). Tällä menetelmällä voidaan myös valmistaa toisiinsa liittyviä elementtejä esim. suihkuttamalla useita pilareita perätysten siten, että pilarit limittyvät reunoistaan. (Ranin, 2009; Peisa, 2006; Finnsementti Oy, 2011)



Kuva 24. Suihkuinjektointin työvaiheet (Finnsementti Oy, 2011).

Suihkuinjektointimenetelmää voidaan käyttää useimmissa maalajeissa ja injektoitavan alueen laajuus voidaan määrittää varsin tarkasti etukäteen (Solovjew, 1986). Hiekkaisessa sorassa on saavutettu suurimmat pilarin läpimitat ja tiiviissä savisessa siltissä pienimmät. Pilareiden ominaisuudet ja läpimitta riippuvat maalajin lisäksi myös maaperässä olevista epäpuhtauksista, pohjavedestä, sideaineesta, laitteistosta ja työn suoritustavasta (Peisa, 2006). Suihkuinjektointin käyttökohteita ovat esim. vesitiiviit patoseinät, kaivannon pohjan tiivistys, kaivinpaalun tai ponttiseinän ja kalion välinen tiivistys ja saastuneiden maiden eristys.

Menetelmän etuja on, ettei toteutuksen aikana ympäröivään maaperään aiheudu täriäisiä ja että injektointi voidaan toteuttaa ahtaissakin paikoissa, pilari voidaan asentaa suoraan rakenteen alle sekä pilareiden muotoa ja injektointiparametreja voidaan muuttaa vielä injektointityön aikana. Suihkuinjektointin riskejä ovat mm. injektointiaineen kulkeutuminen väärään paikkaan kuten salaojiin tai viemäriin, maan kohoami-

nen ja olemassa olevien rakenteiden painuminen tai nousu. Menetelmän haittana on myös ylijäämälietteen muodostuminen. (Ranin, 2009; Finnsementti Oy, 2011)

10.6.5 Virtauksen katkaisu maaperän jäädytyksellä

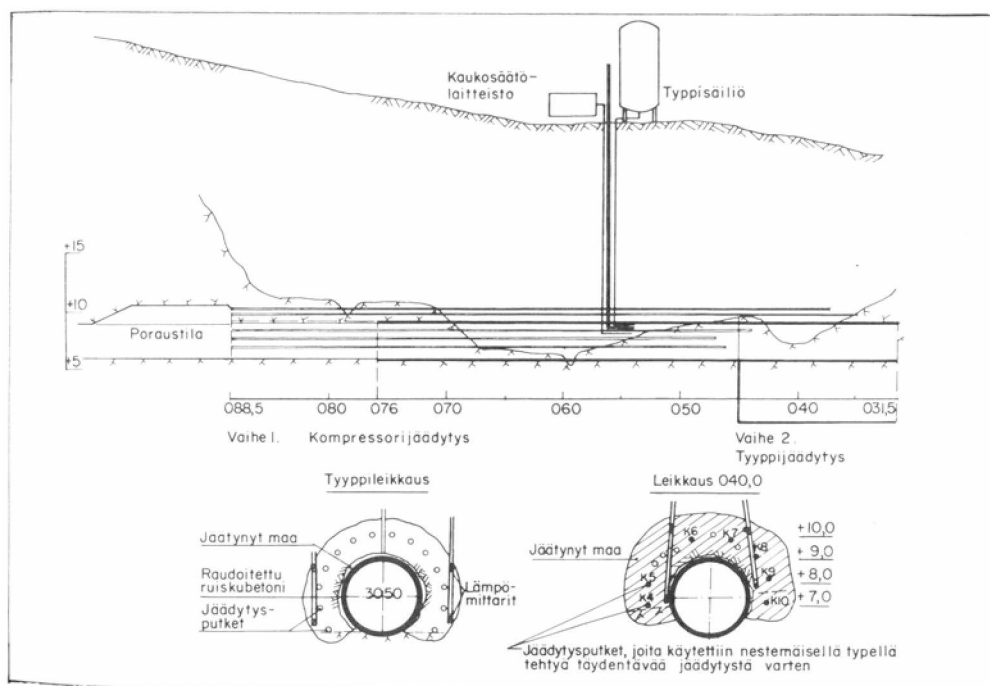
Maaperän jäädytys perustuu siihen, että vettä sisältävän maan lujuus kasvaa merkittävästi maan jäätyessä. Sen edellytyksenä on, että kohde on pohjaveden pinnan alapuolella, mutta pohjavesi ei saa kuitenkaan virrata voimakkaasti. (RIL 95, 1974) Jäätyneen maaperän vedenläpäisevyys on hyvin pieni, joten sopivasti jäädytetty maa voi muodostaa kantavan ja vesitiiviin tilapäisen holvin tai tukiseinän. Näiden tilapäisten tukien suojassa voidaan tehdä esim. kaivutöitä.

Maan jäädyttäminen voidaan tehdä joko suljetussa tai avoimessa systeemissä. Suljetussa systeemissä jäädytysneste kiertää jatkuvasti ja avoimessa se höyrystyttyään poistuu putkistosta kaasuna ulkoilmaan. Jäädytysneste voi olla esim. nestemäistä tyypeä tai ruokasuolaliuos. Se kiertää maahan työnnettävissä jäädytysputkissa, joista se luovuttaa kylmyytensä putkea ympäröivään maahan ja joiden pituus sovitetaan jäädytettävän kerroksen pituuden tai paksuuden mukaan. Jäätyneen maakerroksen riittävä paksuus voidaan tarkistaa kairauksin ennen sen kuormitusta. Mikäli tehdään maanvaraisia rakenteita, on varmistettava, että jäädytetty kerros ehtii sulaa ennen rakennekerrosten valmistumista. (Tiehallinto, 2001) Jäädytystyön suurimpia käytännön haasteita on jäädytysputkien sijoitusta varten tehtävä poraustyö. Putkia varten on porattava vaaka- tai pystysuoria suojaputkia.

Jäädyttämisen tehokkuus on suoraan verrannollinen jäädytysputken pinta-alaan. Se pienenee voimakkaasti putkivälin kasvaessa. Putkivälillä 1,0...1,3 m muodostuu kunkin putken ympärille jäänyt alue, jonka läpimitta on jäädytysajasta riippuen 1,5...2,5 m (RIL 95, 1974). Perusjäädyttäminen, jonka aikana jäädytetään yhtenäinen jääkerros, tehdään yleensä 30...50 vuorokaudessa (RIL 95, 1974), nestemäistä tyypeä käytettäessä jopa 3...6 vuorokaudessa (RIL 95, 1974).

Jäädyttäminen voi aiheuttaa maan nousua ja painumia. Varsinkin paksu jäädytetty kerros voi aiheuttaa maanpinnan painumista sulamisvaiheessa. Maan puristuslujuus kasvaa lämpötilan laskiessa. (RIL 95, 1974)

Jäädytysmenetelmiä on käytetty mm. kalliotunnelin linjalla olleen ruhje- ja maakerroksen tukemiseen, rakennuskaivannon seinämien tukemiseen pontti- tai patoseinien sijasta ja ponttiseinien alle jääneen vettä läpäisevän maan tiivistämiseen. Kuvassa 25 on esimerkki, miten jäädytystä on käytetty Ruotsissa. Jäätymisilmiöllä voidaan myös kasvattaa saven kuivakuorikerrosta. Jäätymis-sulamisilmiön seurauksena saven vesipitoisuus laskee ja lujuus kasvaa (Tiehallinto, 2001).



Kuva 25. Jäädytysmenetelmän käyttö Göteborgissa viemäritunnelin yhteydessä (RIL 95, 1974).

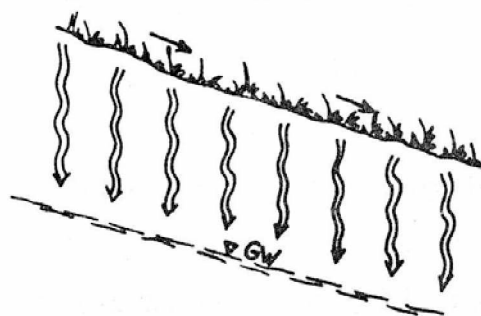
Jäädyttäminen ja maainjektointi ovat usein vaihtoehtoisia työmenetelmiä. Niiden välillä on kuitenkin eroja, kuten niiden käytön suosimissa olosuhteissa, niiden vesitiivyydessä, vaikutuksen pysyvyydessä ja ympäristövaikutuksissa. Esimerkiksi injektointi onnistuu parhaiten karkeissa maalajeissa ja jäädytys taas kaikissa pohjaveden kyllästämissä maalajeissa.

10.6.6 Imeytys

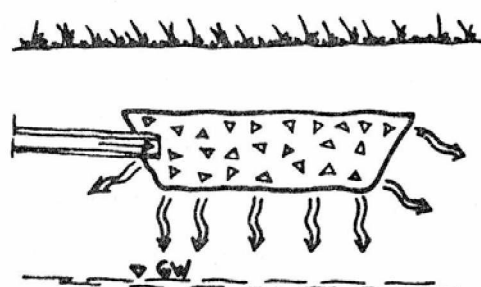
Veden imeytymisen suuruus maa- tai kallioperään riippuu monista tekijöistä, kuten imeytettävän veden laadusta, maaston muodosta ja kaltevuudesta, maanpinnan laadusta ja kasvillisuudesta. Merkittävin tekijä on kuitenkin maa- ja kallioperän vedenjohtavuus.

Vettä voidaan imeyttää maaperään ns. pintaimeytyksellä tai imeytysaltaiden ja -kaivojen avulla. Kuvassa 26 on esitetty periaatekuvat näistä ratkaisuista.

a) pintaimeytys



b) imeytysaltaat



Kuva 26. Imeytysrakenteet: a) pintaimeytys ja b) imeytysaltaat (Leminen, 1985).

Maahan imeyttämisen edellytys on se, että maapohja on riittävän läpäisevää ja pohjavedenpinta on kohteessa riittävän syvällä, jotta pohjaveden virtausta voi maakerroksessa syntyä. Pintaimytys soveltuu hyvin monenlaisiin olosuhteisiin, mutta usein ratkaisevaksi tekijäksi muodostuu se, onko sitä mahdollista järjestää rakennetussa ympäristössä riittävän lähellä kuivatettavaa kohdetta. Pintaimetyksen edellyttämä tilanvaraus vaihtelee yleensä välillä 0,5...2,0 kertaa kuivatettava pinta-ala (Saarelainen, 1985).

Imeytysaltaita on kolmea eri tyyppiä ja ne ovat seuraavat (Saarelainen, 1985):

- allas, jossa ei ole ylivuotoa,
- allas, jossa ylivuoto alkaa toimia vasta altaan täyttyessä ja
- säännöstelevä allas, jossa on altaan tietylle tasolle tyhjentävä ylivuoto.

Allas, jossa ei ole ylivuotoa soveltuu alueille, jossa maaperä on hyvin vettä läpäisevää. Säännöstelevää allasta käytetään, kun maaperä on suhteellisen huonosti vettä läpäisevää tai pohjavesi voi ajoittain olla altaan pohjan yläpuolellakin.

Imeytysrakenteiden koon määrää rakenteeseen tuleva vesimäärä, varastotilavuus sekä poistuva vesimäärä. Imeytysaltaille mitoitetaan sekä tilavuus että imeytyspinta-ala, pintaimetyksessä ainoastaan tarpeellinen pinta-ala imeytyspinnalle. Imeytysaltaalle voidaan laskea kaavalla (45) altaasta maahan imeytyvä vesimäärä $Q(t)$ ajan suhteen Darcyn lain mukaisesti (Saarelainen, 1985; Leminen, 1985).

$$Q(t) = k \cdot i \cdot A_i \cdot t, \quad (45)$$

jossa k on maan vedenläpäisevyys, i on gradientti, A_i on maahan imeytymispinnan pinta-ala ja t on imeytymisaika. Gradientille käytetään pohjavedenpinnan yläpuolella arvoa yksi. Imeytysajaksi valitaan yleensä 3...4 vuorokautta. Imeytymisaikoja, jotka ovat alle 2 tai yli 4 vuorokautta ei ole syytä käyttää. Allasta mitoitettaessa tulee muistaa, että mitoitussateella kertyvän vesimäärän tulee mahtua altaan huokostilaan. (Saarelainen, 1985; Leminen, 1985)

Imeytettävän veden laadusta tulee huolehtia, sillä mitä likaisempaa imeytettävä vesi on, sitä todennäköisemmin imeytyspinnan huokokset tukkeutuvat ajan myötä hienoainekseksi. Usein imeytettävä vesi on hulevettä, joka on aina jonkin verran likaantunut. Imeytysaltaaseen liete kerääntyy pääasiassa altaan pohjalle ja se muodostaa merkittävän ongelman altaan pitkäkestoista toimintaa ajatellen. Ongelman hallitsemiseksi on mm. varauduttava mitoituksessa pohjan imeytyskapasiteetin pienentymiseen. Myöskään kovin epäpuhtaita vesiä ei tule imeyttää ja imeytettävä vesi on pyrittävä esikäsittämään. Altaasta voi myös varata osan sen tilavuudesta lietteelle.

10.6.7 Märkätyö

Kaivanto voidaan tehdä vedenalaisena kaivuna eli märkätyönä, jos alennus ei syystä tai toisesta onnistu tai pohjavettä ei saa laskea. Vedenalaisessa kaivussa on kuitenkin paljon ongelmia mm. laadunvalvonnan vaikeuden takia. Yleensä tällöin tarvitaan sukeltaja tutkimaan pohjaa ja tekemään mittauksia.

Vedenalaiseen kaivuun ryhdytään yleensä vain siltä osin, kun kuivatyö ei onnistu. Työaikaisilla rakenteilla voi useimmiten rajoittaa pohjaveden alenemista ja lisätä kui-

vana tekemisen mahdollisuutta. Joskus kuitenkin kaivu on tehtävä vedenalaisena stabiliteettisyistä, kun luiskaamiseen ei ole tilaa ja tukiseiniä ei voi tai kannata tehdä. Vedenalainen kaivussyvyys on aika rajattu. Vedenalainen kaivu kannattaa, kun olosuhteet vaativat tai työnaikaisella kuivatuksella on suuret kustannukset.

11 Esimerkkikohteen esittely: Valkoisenlähteentien alikulkusilta

11.1 Kohteen yleiskuvaus

Valkoisenlähteentien alikulkusilta sijaitsee Vantaalla, Tikkurilan ja Hiekkaharjun asemien välissä. Alikulkeva väylä alittaa Helsinki - Riihimäki pääradan penkereen kohdassa km 16+618. Radalla on kyseisessä kohdassa viisi raidetta. Siltaapaikan kohdalla ratapenkereessä oli täytekerroksia noin 2 m vahvuudelta.

Silta on teräsbetoninen jatkuva ulokelaattasilta, jonka jännemitat ovat 2,0 m + 17,0 m + 17,0 m + 2,0 m ja hyödyllinen leveys on noin 27,85 m (Pulliainen et al. 2008). Se perustettiin porapaaluilla kallioon. Sillan päällysrakenne oli jaettu pituussuuntaisilla liikuntasaumoilla kolmeen lohkokoon, joista keskimäinen valettiin suoraan paikoilleen raiteiden väliin. Kaksi muuta lohkoa valettiin radan sivussa ja siirrettiin raidevaraus-ten aikana paikoilleen. Sillan päädyt varustettiin 5 metrin pituisilla siirtymäläatoilla. (Pulliainen et al. 2008)

Valkoisenlähteentien alikulkusiltaa alettiin rakentaa kesällä 2008 ja sen viralliset avajaiset olivat syksyllä 2010. Rata oli kuitenkin alikulkusiltaa tehtäessä koko ajan käytössä lyhyitä katkoja lukuun ottamatta. Samaan urakkaan Valkoisenlähteentien alikulkusillan kanssa kuului sen itäpuolelle kevyen liikenteen Teatteripolun ylikulkukäytävä ja länsipuolelle ajoneuvoliikenteen Ratatien risteyssilta. Nämä kaikki kolme siltaa tehtiin suurin piirtein samanaikaisesti. Tässä diplomityössä kuitenkin tarkastellaan tarkemmin vain Valkoisenlähteentien alikulkusiltaa.

Radan itäpuolella on rakentamaton tontti, jossa ennen sijaitsi vanha Grönbergin maallitehtaan alue. Rakentamattoman tontin itäpäässä sijaitsee suojeltu talo, Villa Grönberg. Vantaan kaupungintalo sijaitsee siltapaikasta katsottuna lounaassa linnuntietä noin 1 kilometrin päässä. Sekä Villa Grönberg että kaupungintalo on perustettu puupaaluille, kuten monet muutkin alueen talot.

11.2 Alikulkuväylän pohjaveden alentumisen estorakenteet

Alikulkusillan alle tehtiin vesitiivis pohjavesikaukalo, jonka reunojen korkeus on tasossa +18,0. Se rakennettiin, jotta pohjavedenpinta ei alentuisi alle suunnitellun kiu-
vatustason, joka oli +17,5. Kaukalon alapuolelle tuli salaojasepeli-
kerros ja salaojat. Pysyvän ponttiseinän sisäpuoliset salaojat ovat tarkastus-
kaivojen kautta yhteydessä kaukalon reunoja kiertävään tasossa +17,5 olevaan salaojaan. Tämä salaoja purkaa vedet tasossa +17,5 hulevesipumppaamoon. Katuleikkauksen syvim-
mällä kohdalla alikulkusillan alla kaukalo toteutettiin teräsbetonirakenteisena ja matalammilla osuuksilla katuleikkauksen päissä muovikalvorakenteisena. Sillan alla olevan betoni-
kaukalon pohjalaatta tukeutuu sillan keskittuen porapaaluihin ja on reunoiltaan perus-
tettu porapaalujen varaan. Betonikaukalon sisä- ja ulkopuolelta kerätään hulevedet hulevesikaivoihin, joista ne johdetaan hulevesipumppaamoon. Salaojavedet taas ke-
rätään salaojista salaojapumppaamoon, josta vedet jaetaan alikulkusillan itä- ja län-
sipuolelle imeytettäväksi. (Pulliainen et al. 2008)

Pohjavesikaukalon ympärille asennettiin yhtenäinen pysyvä teräsponttiseinä. Sen tehtävänä on estää pohjaveden aleneminen seinän ulkopuolella alle tason +19,4. Ponttiseinien sisäpuolella pohjavesi suunniteltiin alennettavaksi sillan käyttötilanteeseen tasoon +17,5 salaojien avulla kuten edellä on esitetty. Ponttiseinä toimi myös työnaikaisena kaivannon tukiseinänä. Radan kohdalta se on tukeutuu alikulkusillan päätypalkkeihin. (Pulliainen et al. 2008)

11.3 Injektointi

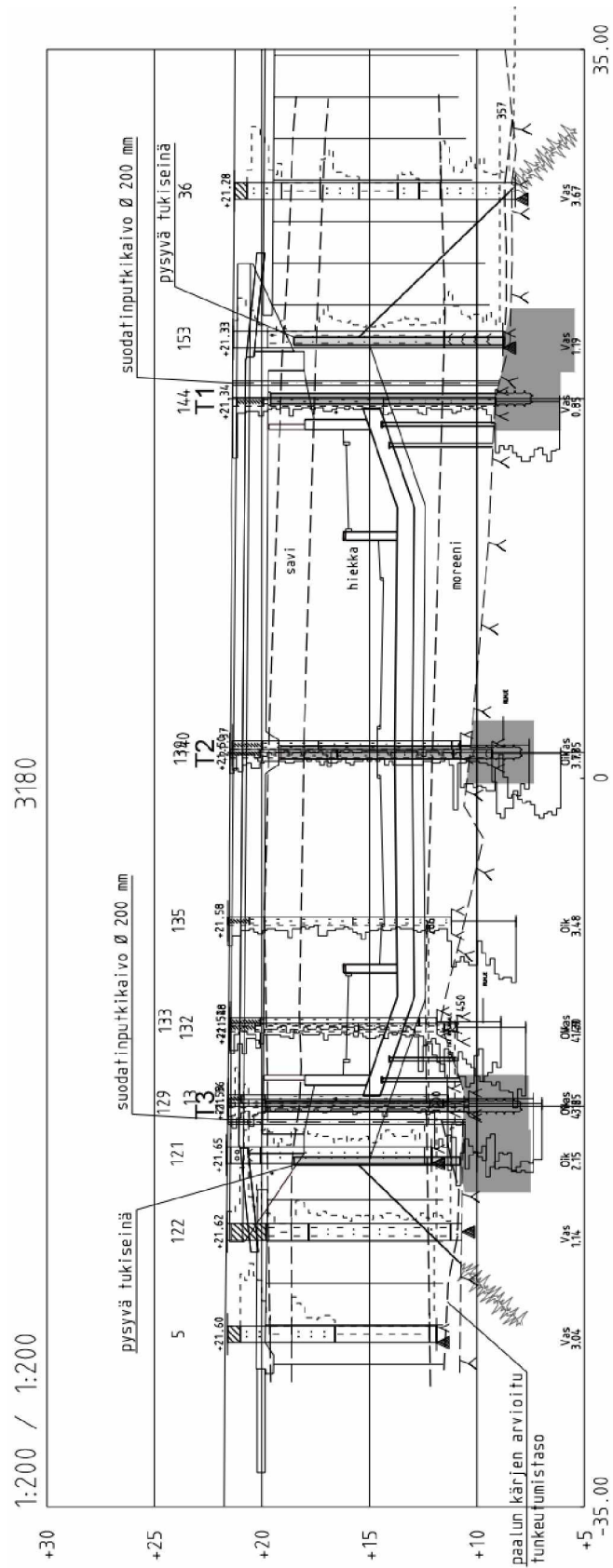
Valkoisenlähteentien työmaalla injektointiin sekä kalliota että maaperää. Ensiksi injektointiin porapaalujen, joiden varaan alikulkusilta oli perustettu, kohdalta kalliota. Kallioon tehtiin verhoinjektointi radan kohdalla olevan ponttiseinän kohdalla sekä radan ulkopuolella Valkoisenlähteentien poikki paaluilla noin 3150 ja 3186 pysyvän ponttiseinän kohdalla. Raiteiden kohdalla injektointi tehtiin lyhyiden liikennekatkojen johdosta vinoreikkinä.

Kun työaikana oli tarpeen vielä varmistaa pysyvän ponttiseinän vedenpitävyyttä, päätettiin injektoida maaperää pysyvän ponttiseinän alapään ja kalliopinnan välistä sekä kallioruhjetta kahdesta pisteestä. Ponttiseinän alapäätä injektointiin varsinkin pohjoispuolen ponttiseinän puolelta. Nämä maaperän injektointikohdat päätettiin ylösjääneiden ponttien ja muuten havaittujen ponttiseinän vuotokohtien perusteella. Injektoinnit osoittautuivatkin hankaliksi pohjaveden kovan virtauksen takia. Paikoit-
tain injektointimassaa kului maaperään yli 2 000 kg / 1 injektointipiste ja kallioruh-
jeeseen yli 8 000 kg / 1 injektointipiste. Täten suurimmaksi osaksi pelkällä sementti-
massalla suoritettu injektointi ei onnistunut kovin hyvin.

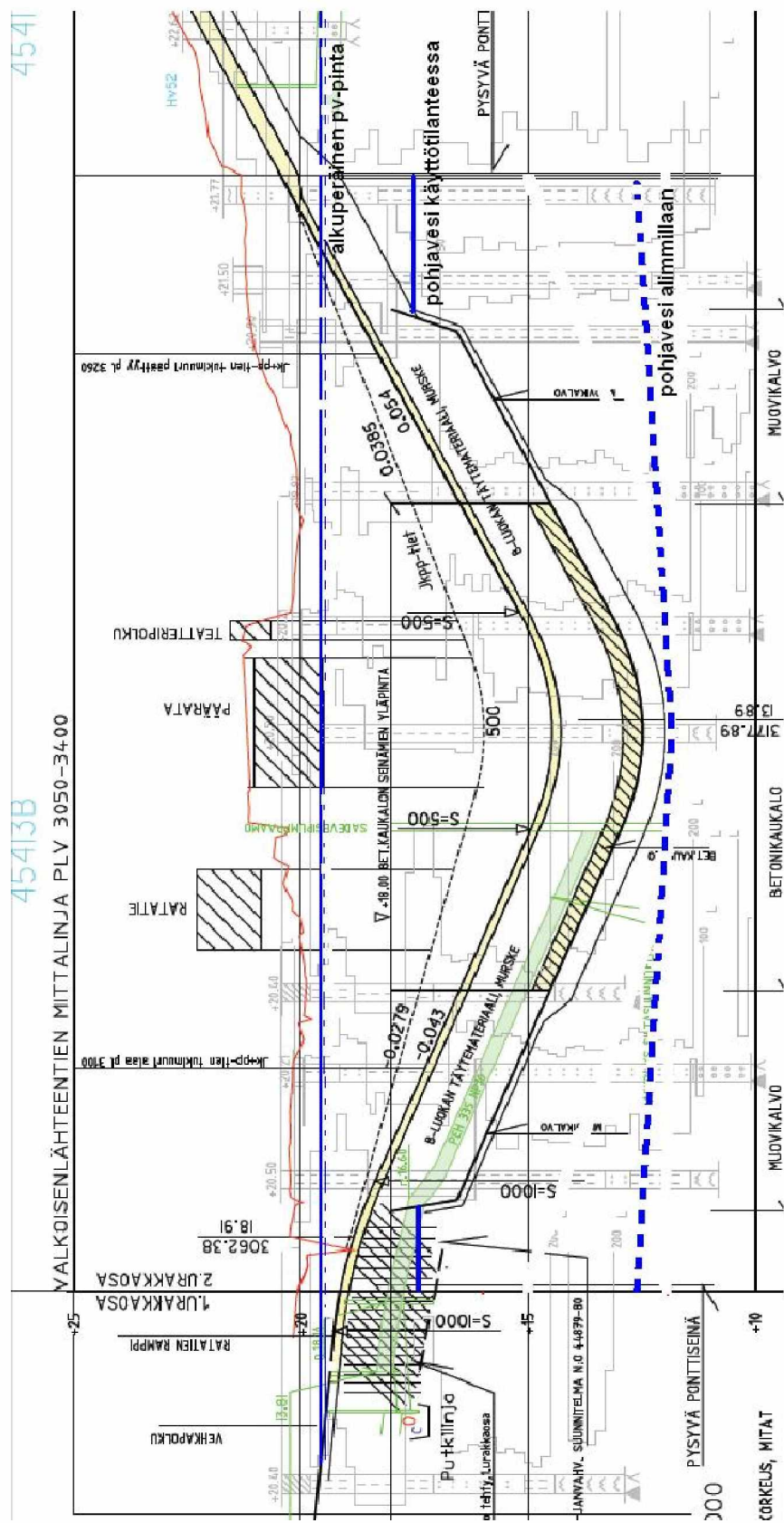
11.4 Alueen maa- ja kallioperä

Alikulkusillan kohdalla ja lähistöllä luonnollinen maanpinta vaihteli noin tasojen +19 ja +23 välillä. Alikulkusilta sijaitsee Hiekkaharjun metsäisen harjualueen ja Keravan-jokeen asti ulottuvan savikkoalueen rajakohdassa (Arkima & Niemi, 2007). Alikulkusillan kohdalla on 1...2 metrin paksuisten hiekkasten ja silttien täytekerrosten alla ohut 1...2 metrin paksuinen savikerros, jonka vahvuus kasvaa etelään päin. Saven alla on vahvuudeltaan 2...4 metrin tasarakeinen hiekkakerros, jonka alla on 2...3 m paksu silttisempi hiekkakerros. Ennen kallionpintaa on vielä 1...4 m paksu moreenikerros, joka on siltapaikan itäosilla silttisempää ja huonommin vettä johtavaa kuin länsiosissa. Länsireunassa on paikoin hyvän vedenläpäisevyyden omaavaa soraista hiekkamoreenia. Kallionpinta on alikulkusiltapaikalla noin 10...12 m syvyydessä, noin tasolla +10. Kalliossa on noin 1 m syvyydessä ruhje, joka on hyvin vettä johtava (Arkima & Niemi, 2007). Valkoisenlähteentien alueella keskimääräinen akviferin paksuus on noin 6 m.

Kohteessa on tehty useita paino-, porakone- ja heijarikairauksia. Lisäksi on tehty muutama CPTU-kairaus ja otettu maanäytteitä, enimmäkseen häiriintyneitä. Kohteen pohjatutkimuskartta on liitteenä 1. Kuvassa 27 on poikkileikkauskuvaa radan kohdalta, suurin piirtein alikulkusillan keskikohdalta (PL 3180), jossa näkyy myös alikulkusillan rakenne. Kuvassa 28 on esitetty Valkoisenlähteentien suuntainen pituusleikkaus ja liitteenä 2 on kohteen pituusleikkaus Valkoisenlähteentien alikulkusillan tukilinjan T2 kohdalta, joka on noin Valkoisenlähteentien keskikohdalla.



Kuva 27. Radan suuntainen poikkileikkaus ja alikulkusillan rakenne. Kuva on otettu Pöyry Finland Oy kohteelle tekemistä suunnitelmista.



Kuva 28. Valkoisenlähdeentien suuntainen pituusleikkaus (Vantaan kaupunki, Kuntatekniikan keskus, 2010).

Pohjavedenpinta vaihteli alikulkusiltapaikalla ennen rakentamista vuonna 2008 tasojen +19 ja +21 välillä. Se nousee mentäessä pohjoiseen päin alikulkusillalta Hiekkaharjun aluetta kohti. Hiekkaharjun aseman lähistöllä pohjavedenpinta oli ennen rakentamista noin +20,5. Se laskee mentäessä etelään päin alikulkusillalta Villa Grönbergiä, Vantaan kaupungintaloa ja Keravanjokea kohti. Vantaan kaupungintalon luona pohjavedenpinta oli ennen rakentamista noin tasolla +15,5 ja Tikkurilan aseman läheisyydessä noin +15...+18. Alikulkusillan läheisyydessä saven päällä olevan orsiveden pinta oli vuonna 2008 noin tasovälillä +17...+19.

Valkoisenlähteentien alikulkusillan kohdalla ja sen lähistöllä on tehty muutamia koepumppauksia eri vuosikymmeninä. Seuraavia koepumppauksia ja työnaikaisia havaintoja on tarkasteltu tätä työtä varten:

- Tikkurilan aseman pohjoisen alikulun (km 16+155) koepumppaukset vuodelta 1992,
- Hiekkaharjun aseman Urheilutien alikulun (km 17+052) siiviläkärjillä suoritettut koepumppaukset vuodelta 1974,
- Valkoisenlähteentien imukärjillä suoritettu koepumppaus vuodelta 1981,
- Valkoisenlähteentien alikulun siltapaikan kohdalla tehdyt pohjavesiputkien täyttökokeet vuodelta 2007,
- Valkoisenlähteentien alikulun siltapaikan koepumppaukset kallioruhje-kaivoista vuodelta 2009 ja muut työnaikaiset kokeet vuosilta 2009 -2010,
- työnaikaiset pohjavesihavainnot ja pumppausmäärät vuosilta 2009 -2010.

Kohteeseen oli asennettu useampia karkeisiin maakerrokseen ulottuvia pohjavesiputkia alikulkukaivannon ponttiseinän ulkopuolelle sekä pohjois- että eteläpuolelle. Ponttiseinän ulkopuolelle, radan viereen, asennettiin myös neljä kallioruhjeeseen asti ulottuvaa pohjavesiputkea. Kaksi niistä oli radan itäpuolella ja kaksi länsipuolella. Suurin osa pohjavesiputkista oli asennettu ponttiseinän ulkopuolelle. Sisäpuolelle oli sijoitettu kaksi moreenikerrokseen ja kaksi kallioruhjeeseen asti ulottuvaa pohjavesiputkea. Töiden edetessä nämä ponttiseinän sisäpuolella olevat putket jouduttiin joko siirtämään (eli poraamaan uudet kallioruhjeeseen asti ulottuvat putket lähistölle) tai ne tuhoutuivat kokonaan. Lopulta myös siirretyt kallioruhjeeseen asti poratut putket tuhoutuivat. Kartta pohjavesiputkista on liitteenä 3.

11.5 Imeytys

Rakennustyön aikana huomattiin, että alikulkusillan eteläpuolella alkoi pohjaveden pinta laskea yhä enemmän. Pohjavedenpinnan aleneminen alkoi näkyä jo Vantaan kaupungintalolla asti, joka on perustettu puupaalujen varaan. Vantaan kaupungintalo sijaitsee linnuntietä noin 700 m päässä Valkoisenlähteentien alikulkusillasta sen eteläpuolella lounaassa. Tämän jälkeen päätettiin rakentaa työmaan länsipuolen eteläosalle veden imeyttämistä varten imeytysallas. Imeytysaltaan kautta ei kuitenkaan saatu imeytettyä riittävää määrää vettä. Syy siihen ilmeni myöhemmin altaan kohdalla tehdyn CPTU-kairauksen avulla, joka osoitti, että altaan pohjan alapuolella on ohut vettä läpäisemättömän kerros. Päätettiin aloittaa imeytys myös kallioruhjeeseen. Noin 1,5 kuukauden kuluttua porattiin 5 kappaletta rei'itettyjä imeytysputkia, jotka sijaitsivat imeytysaltaan sisällä. Putket ulottuivat kallioon tai kallion pintaan saakka.

Niihin ei rakennustyön aikana johdettu suoraan vettä, koska vesi olisi niistä kulkeutunut takaisin kaivantoon. Imeytykseen johdettiin vettä imeytysaltaan kaivon kautta, josta se sitten kulkeutui altaan täyterokkeisiin salaojaputkien avulla. Imeytys aloitettiin kesällä 2009.

Myöhemmin havaittiin, että työmaan itäpuolen eteläosalla pohjavedenpinta jatkoi alenemista, eli länsipuolen imeytys yksistään ei riittänyt. Itäpuolen eteläosalla päätettiin myös alkaa imeyttää. Itäpuolelle porattiin vierekkäin kaksi rei'itettyä putkea. Toinen porattiin kallioruhjeeseen saakka ja toinen ulottui vain maaperään, mutta lähes kallionpintaan. Näiden putkien ympärille rakennettiin kaksi erillistä kaivoa salaojasepeliänsä sisälle. Kaivot oli yhdistetty toisiinsa yhdysputkella. Vesi johdettiin kaivoon, jonka pohjalla oli maaperään ulottuva putki, ja vesi pääsi tästä kaivosta yhdysputkea pitkin myös toiseen kaivoon. Itäpuolella imeytys alkoi talvella 2009.

Imeytystä varten rakennettiin työmaalle toinen pumppaamo salaojavettä varten. Siihen tulee vettä alikulkusillan alapuolella olevasta salaojakerroksesta. Tästä pumppaamosta johdetaan alikulkusillan käytön aikana vesi sekä länsipuolen että itäpuolen imeytyksiin. Alikulkusillan rakentamisen aikana imeytettävä vesi oli eri työnaikaisista kaivoista pumpattua vettä.

11.6 Kohteen raja-alue suotovirtausmallinnuksessa

Kohteen tarkastelu on rajoitettu kilometrivälille 16+400 - 16+720. Vain tältä kilometriväliltä olevat kairaukset ja tutkimukset on otettu huomioon maakerrosrajojen ja parametrien valinnassa suotovirtausmallia tehtäessä.

12 Esimerkkikohteen laskelmat

12.1 Ennakkolaskelmat

Yleissuunnitteluvaiheessa ennen alikulkusillan rakentamista Sito Oy teki Valkoisenlähteentien alikulun pohjavesiselvityksen vuonna 2007 (Arkima & Niemi, 2007). Tätä selvitystä on tässä työssä käytetty arvioitaessa työmaan vaikutuksia ympäristöön.

12.2 Suotovirtauslaskelmat

12.2.1 Yleistä käytetystä ohjelmasta

Tässä tarkastelussa virtauslaskelmat on tehty SEEP/W 2007 -ohjelmalla (GEO-SLOPE International Ltd), joka käyttää elementtimenetelmää. Ohjelmalla voi mallintaa suotovesivirtauksia ja huokosvedenpainetta kyllästyneessä ja kyllästymättömässä maaperässä sekä pysyvää, pitkän ajan tasapainotilannetta (steady-state) että ajan suhteen muuttuvaa tilannetta (transient).

Mallinnettaville maakerroksille on annettava ajan suhteen muuttuvassa tilanteessa lähtötietoina vedenläpäisevyys tilavuusvesipitoisuuden funktiona ja tilavuusvesipitoisuus paineen funktiona. Tasapainotilannetta mallinnettaessa riittää, kun maakerroksille annetaan pelkästään vedenläpäisevyyden arvot. Ohjelma mallintaa tilavuusvesipitoisuusfunktion avulla akviferin varastokerrointa. Muuttuvan tilanteen suotovirtaustarkastelussa tulee antaa alkutilanteen pohjaveden korkeus joko murtoviivana tai ottamalla se tasapainotilanteen laskelmasta. Lähtötietoina SEEP/W-ohjelma tarvitsee vielä reunaehdot (boundaries). Käytettävissä olevia reunaehtoja ovat mm. tunnettu painekorkeus ja kokonaisvirtaama mallinnettavan reunan yli.

SEEP/W-ohjelmalle annetaan maalajin anisotrooppisuus K_{Ratio} – lukuna, joka laskeaan kaavan (46) mukaan.

$$K_{Ratio} = \frac{k_y}{k_x}, \quad (46)$$

missä k_y on maakerroksia vasten kohtisuorassa oleva vedenläpäisevyysskerroin ja k_x on maakerrosten suuntainen vedenläpäisevyysskerroin (Martio & Vuola, 2007). K_{Ratio} -luvun ollessa 1 maaperä on isotrooppista.

12.2.2 Suotovirtausmallinnukset

Suotovirtauslaskelmat on mallinnettu 2D-tapauksina, mallin leveyden ollessa 1 m. Tästä saadaan skaalaamalla kaivannon pituudella todelliset lukuarvot, esim. virtaamalle Q . Kaivannon pituus on noin 250 m länsipään ponttiseinästä itäpään ponttiseinään.

Suotovirtauslaskelmilla on tarkasteltu pohjavedenpinnan laskun ja leikkauksesta pumpattavien vesimäärien suuruutta ajan suhteen. Niissä on tarkasteltu poikkileikkausta, joka sijaitsee aivan alikulkusillan vieressä sen itäpuolella Valkoisenlähteentien paalun 3210 kohdalla. Malli kuvaa radan suuntaista poikkileikkausta, jossa pohjoinen

on vasemmalla. Mallinnetun alueen keskikohta on Valkoisenlähteentien keskikohta. Malli on ulotettu pohjoisessa pohjavesiputken 191P kohdalle (km 16+718) ja etelässä pohjavesiputken 194P kohdalle (km 16+428). Pohjavesiputkista mitatun korkeimman vedenpinnan perusteella on annettu mallissa pohjavedenpinnalle reunaehdoksi pohjoispuolella taso +20,1 ja eteläpuolella taso +18,8.

Jokaista ajan suhteen muuttuvaa laskelmaa varten on laskettu oma lähtötilanne, josta otetaan ajan suhteen muuttuville laskelmille alkutilanteen pohjavedenpinnan taso. Alkutilanteen pohjavedenpinnan korkeus on määritetty laskemalla aina kyseessä olevan tilanteen aikaisemmasta tilanteesta pitkän ajan tasapainotilanne. Esim. työnaikaisen laskelman lähtötilanne on tilanne ennen kuin rakentaminen aloitettiin. Mallinnetut maakerrokset ovat määritetty kairausten ja näytetietojen perusteella (katso taulukko 3). Mallinnetut elementtiverkot ja maakerrokset näkyvät liitteessä 4. Kukin maakerros on oletettu isotrooppiseksi.

Seuraavia tilanteita on mallinnettu:

- työnaikaisen tilanteen kuivatus ponttiseinien lyönnin jälkeen,
- lopullinen tilanne pysyvien ponttiseinien kanssa alikulkusillan valmistuttua ja
- lopullinen tilanne ilman pysyviä ponttiseiniä alikulkusillan ympärillä sillan valmistuttua.

Ns. potential seepage face -reunaehdolla on mallinnettu kaivannosta veden pumpaamista pois. Se kuvaa vapaata maanpintaa, josta vesi pääsee läpi ja sillä voidaan SEEP/W-ohjelmassa mallintaa veden pois pumppaamista maaperästä. Vettä pumpattiin työnaikaisessa tilanteessa imukärjillä ja lopullisessa tilanteessa betonikaukalon ympärillä olleista salaojista.

Lopullisessa tilanteessa on mallinnettu betonikaukalo läpäisemättömällä seinällä (interface-materiaalimalli) ja sen alle hyvin vettä läpäisevä salaojakerros. Betonikaukalon päätyttyä salaojakerroksen päälle on laitettu täytettä. Mallissa on käytetty ns. potential seepage face -reunaehto kuvaamaan sitä, kuinka betonikaukalon sisäpuolelle päässeet hulvedet sekä muut sinne päässeet vedet kerätään hulevesikaivoihin ja johdetaan hulevesiviemärillä betonikaukalon seinän läpi hulevesipumppaamoon. Varsinainen veden pois pumppaaminen tapahtuu mallissa betonikaukalon ympärillä olevista salaojista. Lopullinen tilanne on mallinnettu pysyvien ponttiseinien kanssa sekä ilman niitä. Ponttiseinät on mallinnettu läpäisemättöminä seininä (interface-materiaalimalli). Ne ulottuvat mallinnetussa poikkileikkauksessa moreenikerrokseen, lähes kallionpintaan saakka noin tasolle +9. Niiden alapään taso määritettiin malliin työmaan todellisten toteutumätietojen perusteella.

12.2.3 Perustilanteen laskelma SVL1

Perustilanteen suotovirtauslaskelma SVL1 on kaksiosainen. Ensimmäisessä osassa tarkastellaan työnaikaista tilannetta maaperän kuivatusta kaivutöitä varten. Laskelman lähtötilanne on ennen alikulkusillan rakentamista ja ponttiseinien lyömistä maaperään. Ajan suhteen muuttuvassa tilanteessa mallinnetaan maaperän kuivatusta ponttiseinien lyönnin jälkeen pumppaamalla imukärjillä ponttiseinien sisäpuolelta vettä. Mallissa olevien imukärkien suodatinosa, josta vettä pumpataan, on 2 m pitkä (potential seepage face -reunaehto). Mallissa pumpataan eteläpuolella tasoväliltä +11,6...+13,6 ponttiseinien sisäpuolelta ja pohjoispuolella tasoväliltä +9,9...+11,9.

Tilanteen kesto mallissa on yksi vuosi. Hetkestä, jolloin alikulkusillan ympärille laitettiin ponttiseinät, kului noin vuosi kunnes kaivanto oli kaivettu syvimmillään. Todellisuudessa maata kaivettiin pois ponttiseinien sisältä sitä mukaan, kun sitä kuivatettiin. Maan pois kaivua ei ole mallinnettu. Työnaikaisen tilanteen laskelmissa suotovirtaustilannetta on tarkasteltu seuraavina ajanhetkinä: 5 d, 14 d, 1 kk, 2 kk, 3 kk, 6 kk ja 1 a ponttiseinien asentamisen ja imukärjillä pumppaamisen alkamisen jälkeen.

Suotovirtauslaskelmien SVL1 toisessa osassa tarkasteltiin samoilla parametrien arvoilla kuin työnaikaisessa tilanteessa alikulkusillan käytön aikaista eli lopullista tilannetta. Lopullisen tilanteen laskelmissa suotovirtaustilannetta on tarkasteltu seuraavina ajanhetkinä: 5 d, 14 d, 1 kk, 3 kk, 6 kk, 1 a, 5 a ja 10 a alikulkusillan valmistumisen jälkeen.

Rakennustyön aikana suoritettiin kallioruhjeeseen asti ulottuvista kaivoista koe-pumppaus. Koe tehtiin rakennustyön jo ollessa käynnissä ja sen päätarkoitus oli saada selville, kuinka paljon vettä tulee kallioruhjeesta. Mittaukset olivat lähinnä suuntaa-antavia eikä niitä ollut suunniteltu vedenläpäisevyyden tarkkaan määrittämiseen. Tämän takia suotovirtauslaskelmissa SVL1 käytetyt lukuarvot vedenläpäisevyydelle pohjautuvat pääosin aikaisempiin arvioihin sekä kirjallisuuteen (katso taulukot 1 ja 2). Taulukossa 3 on esitetty perustilanteen suotovirtauslaskelmissa SVL1 käytetyt maakerrokset sekä niitä vastaavat parametrit.

Taulukko 3. Suotovirtauslaskelmassa SVL1 käytetyt vedenläpäisevyyden k-arvot ja kyllästyneen kerroksen tilavuusvesipitoisuuden arvot.

Maakerros	Kyllästyneen tilan k-arvo k_{sat} [m/s]	Tilavuusvesipitoisuus θ_w	Sample material	K_{ratio}
täyte	$1,0 \cdot 10^{-4}$	0,35	Sand	1,0
Sa	$1,0 \cdot 10^{-10}$	0,5	Clay	1,0
Hk	$1,7 \cdot 10^{-4}$	0,35	Sand	1,0
siHk	$1,5 \cdot 10^{-5}$	0,33	Silty sand	1,0
HkMr	$1,0 \cdot 10^{-5}$	0,4	Sand	1,0
rikkonainen kalio/ruhje	$1,0 \cdot 10^{-10}$	0,1	Gravel	1,0
salaojakerros	$1,0 \cdot 10^{-1}$	0,3	Gravel	1,0

12.3 Herkkyystarkastelu

Herkkyystarkastelu tehtiin suotovirtauslaskelmissa SVL2 ja SVL3 lopulliselle tilanteelle muuttamalla vedenläpäisevyyden arvoja suotovirtauslaskelman SVL1 lopullisen tilanteen toimiessa vertailutasona. Suotovirtauslaskelmassa SVL2 muuttamalla kallion rikkonaisen pintavyöhykkeen vedenläpäisevyyssarvoa suuremmaksi kuin laskelmassa SVL1. Arvoa muutettiin, koska rikkonaisen kallion ja ruhjeen vedenläpäisevyys vaihte-

lee laajasti. Rikkonaisen kalliokerroksen uusi vedenläpäisevyysarvo määritettiin kirjallisuudessa olevien arvojen sekä rakennustyönaikaisten havaintojen perusteella.

Vastaavasti suotovirtauslaskelmassa SVL3 kasvatettiin moreenikerroksen vedenläpäisevyysarvoa suuremmaksi kuin laskelmassa SVL1. Arvoa muutettiin, koska pysyvi- en ponttiseinien ollessa paikoillaan, suotovedet pääsevät mallissa kaivantoon ainoas- taan kiertämällä ponttiseinän alitse, joka ulottuu moreenikerrokseen, lähes kallion- pintaan saakka. Siltapaikan länsipuolella kallion päällä on havaittu soraista moreenia, jonka vedenläpäisevyysarvo on ennakkolaskelmien mukaan luokkaa 10^{-4} m/s. Taulu- kossa 4 on suotovirtauslaskelmassa SVL1 ja herkkyystarkasteluissa käytetyt vedenlä- päisevyyksien k-arvot.

Taulukko 4. Herkkyystarkastelussa käytetyt vedenläpäisevyyden arvot eri mallinnusti- lanteissa.

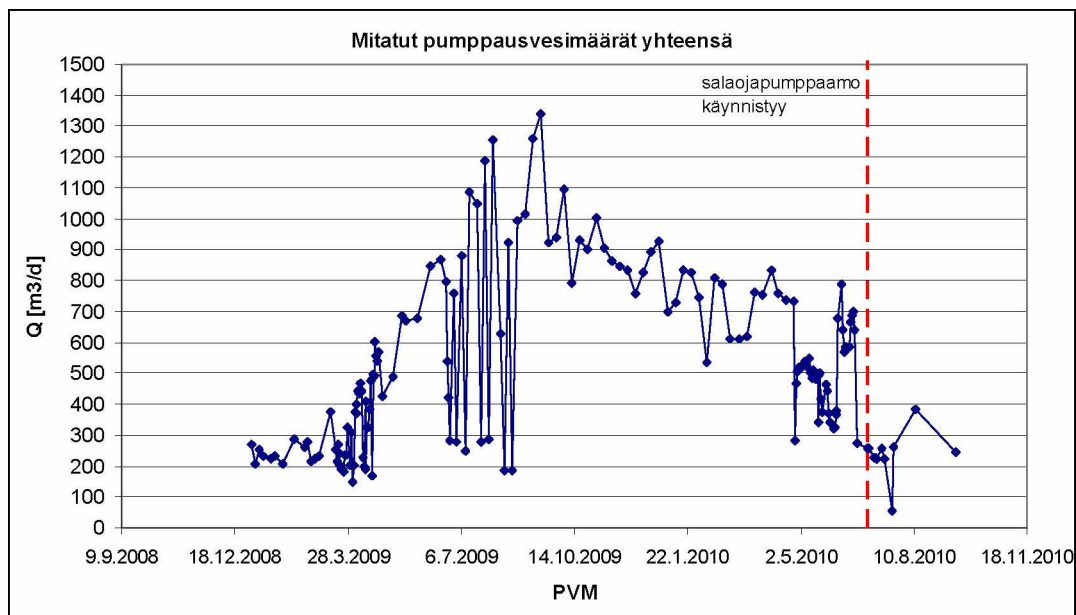
	Mallinnuslaskelma		
	SVL1	SVL2	SVL3
Maakerros	k [m/s]	k [m/s]	k [m/s]
täyte	1,0E-04	1,0E-04	1,0E-04
Sa	1,0E-10	1,0E-10	1,0E-10
Hk	1,7E-04	1,7E-04	1,7E-04
siHk	1,5E-05	1,5E-05	1,5E-05
HkMr	1,0E-05	1,0E-05	1,0E-04
kallio/ruhje	1,0E-10	1,0E-05	1,0E-10

13 Laskelmien ja mittausten tulokset

13.1 Mitatut pohjaveden pinnat ja pumppausmäärät

Itäpuolelta pumpattiin vettä työaikana keskimäärin 110 m³/d (enimmillään noin 450 m³/d) ja länsipuolelta keskimäärin 150 m³/d (enimmillään noin 750 m³/d). Pohjaveden pinnat vaihtelivat itäpuolella työaikana noin tasovälillä +14...+20 ja länsipuolella vastaavasti +12...+20. Itäpuolen pohjavesiputkista mitattuja vedenpinnan korkeuksia ja itäpuolelta pumpattuja vesimääriä on esitetty liitteessä 5 ja vastaavat länsipuolen tiedot liitteessä 6.

Alikulkusillan kaivanto oli syvimmillään kesällä 2009 ja samoin olivat pohjaveden pinnat pohjavesiputkissa. Alikulkusillan rakentamisen aikana pumpattiin koko työmaalta enimmillään yhden vuorokauden aikana yli 1 000 m³. Työnaikaiset pumppausmäärät ylittivät kaikki tehdyt arviot. Samalla huolestuttiin, että pumppausmäärät eivät laske työmaan valmistumisen jälkeen vaan ne pysyvät sillan valmistuttuakin suurina. Ne ovat kuitenkin tästä laskeneet. Muutama kuukausi sillan valmistumisen jälkeen mitattiin salaojista pumpattavaksi määräksi enää noin 250 m³/d. Kuvassa 29 on esitetty länsipuolen ja itäpuolen mitatut pumppausmäärät yhteensä.



Kuva 29. Mitatut pumppausmäärät yhteensä.

Pohjavedenpintojen nostaminen pysyvien ponttiseinien sisäpuolella aloitettiin jo talvella 2009 ja sitä jatkettiin kesään 2010 saakka. Pohjavedenpintaa nostettiin neljässä vaiheessa muuttamalla työnaikaisissa kaivoissa pumppaustasoa aina vaihteittain ylöspäin. Vedenpinnat nousivat melko ripeästi salaojakaivoissa ponttiseinien sisäpuolella aina pumppaustason noston jälkeen. Kesällä 2010 ponttiseinien sisäpuolella pohjavedenpinta oli nostettu noin tasoon +17,5. Pysyvän ponttiseinän tarkoitus oli estää pohjavedenpinnan aleneminen ympäristössä alle tason +19,4. Alikulkusillan pohjoispuolella aivan ponttiseinän ulkopuolella pohjavedenpinta on noussut suunnil-

leen tälle tasolle noin 2,5 kuukauden jälkeen alikulkusillan luovuttamisesta. Eteläpuolella aivan ponttiseinän ulkopuolella oltiin tuolloin tasosta +19,4 noin yhden metrin päässä. Alikulkusilta valmistui syksyllä 2010.

Liitteessä 7 on esitetty itäpuolen imeytyskaivojen ja niiden lähellä olevien pohjavesiputkien vedenpinnan tasot sekä imeytykseen menneet vesimäärät. Liitteessä 8 on esitetty vastaavat tiedot länsipuolen imeytyksestä. Molemmat imeytysalueet olivat työmaan eteläpuolella, mutta eri puolilla rataa. Länsipuolella imeytysaltaan luona alkoivat vedenpinnat nousta sen jälkeen, kun oli porattu kallioon saakka ulottuvat imeytysputket, joilla imeytettiin kallioruhjeeseen. Vedenpinnoissa ei näkynyt muutosta länsipuolen imeytysaltaan luona ennen niiden asentamista. Länsipuolen imeytysaltaalle johdettiin työnaikana enemmän vesiä, koska länsipuolen imeytys toimi paremmin kuin itäpuolen imeytys.

Itäpuolen imeytys aloitettiin, kun vedenpintojen tasot olivat jo muutenkin nousussa. Imeytyskaivojen lähellä olevissa putkissa ei ollut havaittavissa samanlaista selvää muutosta imeytyksen aloittamisen jälkeen kuin länsipuolella rei'itettyjen imeytysputkien asentamisen jälkeen. Muutenkin itäpuolen imeytyksessä on ollut ongelmia. Imeytyskaivot ovat menneet jo useampaan kertaan tukkoon ja niitä on jouduttu puhdistamaan. Ongelmana näyttäisi olevan ruosteinen vesi, joka tukkii kaivojen imeytysputkien reiät.

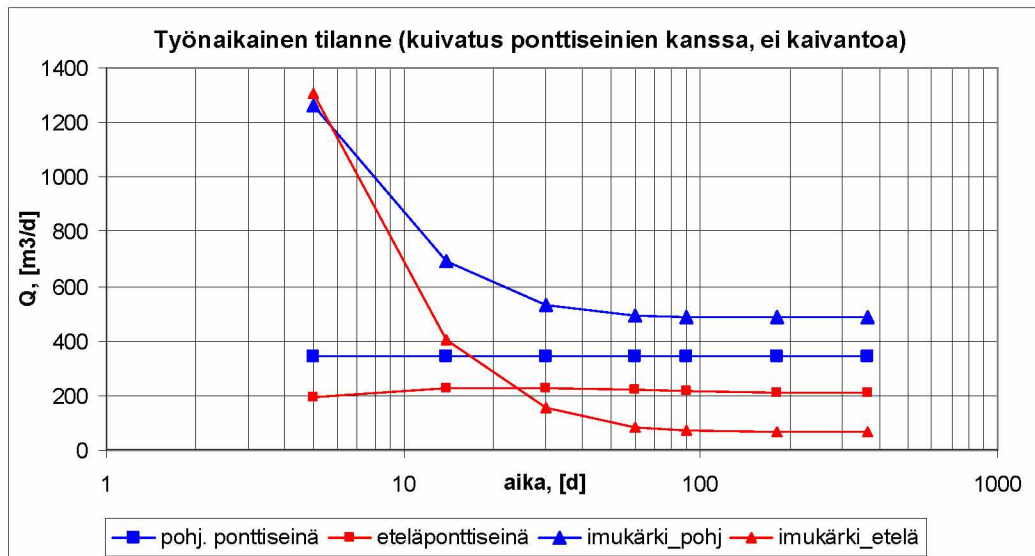
13.2 Ennakkolaskelmat

Akviferin keskimääräinen paksuus on noin 6 m, jota on käytetty ennakkolaskelmassa. Pohjaveden alentamisen vaikutusalue on arvioitu Sichardt'n empiirisellä kaavalla (39). Vaikutusalueen laskemiseksi käytettiin pohjaveden alenemana 7 metriä ja isotrooppiseksi approksimoidun hiekkakerroksen vedenläpäisevyysarvona $1,7 \cdot 10^{-4}$ m/s. Pohjaveden aleneman vaikutuksen ulottumaksi saatiin 273 metriä. Kaava ei tosin sovellu saven alaisten akviferien arvioimiseen, mutta sillä saatiin kuitenkin suuntaa-antava arvio.

13.3 Suotovirtauslaskelmat

Suotovirtauslaskelman SVL1 lähtötilanteiden laskelmat ovat liitteessä 9, työnaikaisen tilanteen laskelmia on liitteessä 10, lopullisen tilanteen laskelmia pysyvällä ponttiseinällä liitteessä 11 ja ilman pysyvää ponttiseinää liitteessä 12.

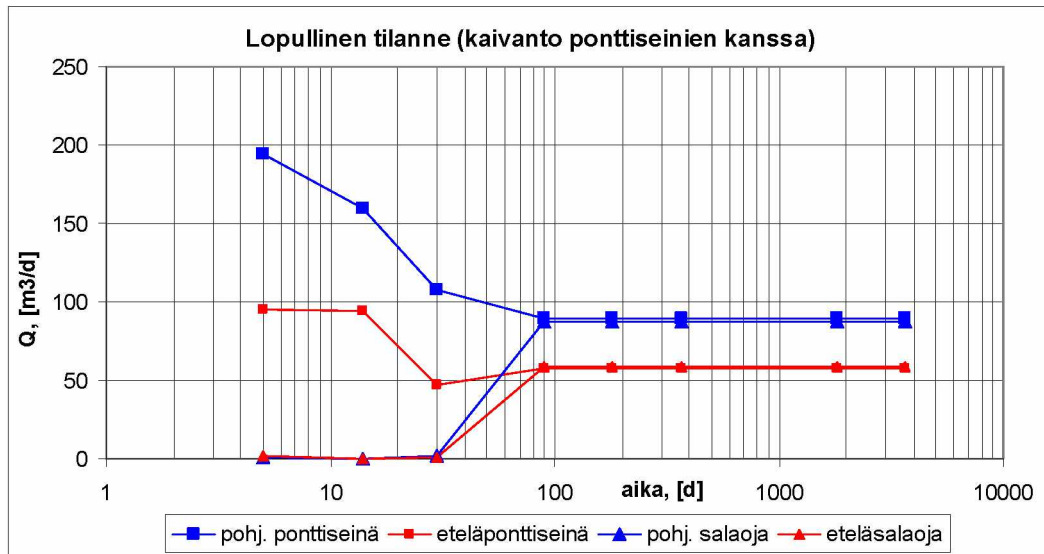
Suotovirtauslaskelman SVL1 tulokset on koottu kuviin 30,..., 32. Kuvissa y-akselilla oleva pumppausmäärä Q ei ole suoraan suotovirtauslaskelmista saatu virtaaman arvo vaan laskelmista saatu virtaaman arvo, joka on skaalattu kaivannon pituudella (250 m). Näin ollen kuvissa olevia pumppausmääriä ja todellisia mitattuja pumppausmääriä voidaan verrata keskenään. Kuvissa on esitetty mallin avulla lasketut ajasta riippuvat pumppausvirtaamat ja pysyvien ponttiseinien kohdan suotovesimäärät.



Kuva 30. Suotovirtaustarkastelun SVL1 tulokset työnaikaisesta tilanteesta.

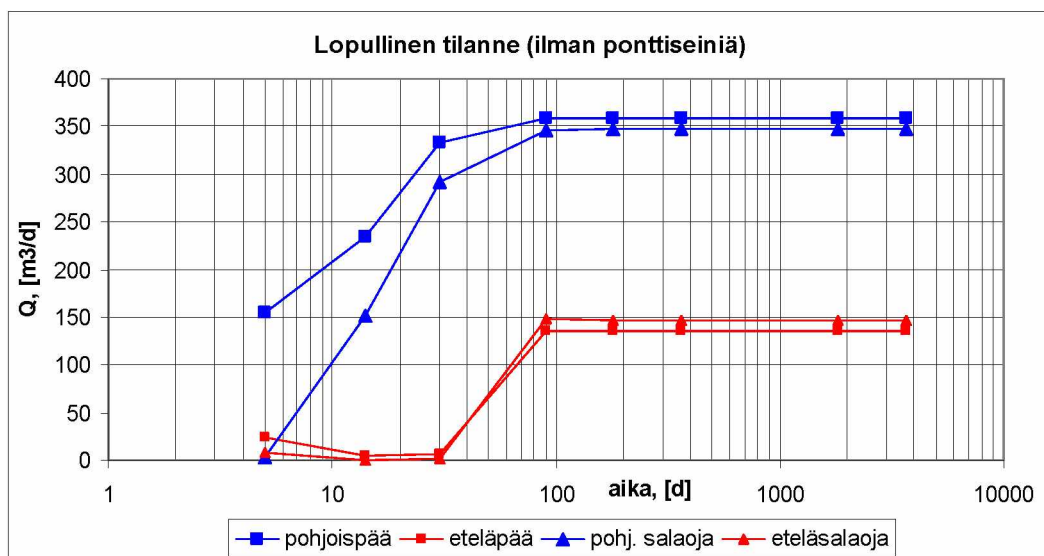
Työnaikaisessa tilanteessa pumpatut vesimäärät on pumpattu ponttiseinien sisäpuolella olevista imukärjistä. Kuvassa 30 olevat suotovirtausmäärät "pohj. ponttiseinä" ja "eteläponttiseinä" kuvaavat ponttiseinän ali virtaavan veden määrää. Suotovirtausmallinnuksen SVL1 mukaan työnaikaisessa tilanteessa ponttiseinien alapuolelta moreenin ja rikkonaisen kallion kautta menevä vesimäärä pysyy suurin piirtein vakiona koko työnaikaisen kuivatuksen ajan. Mallinnuksen mukaan imukärjistä pumpataan alussa yhteensä jopa yli 2 500 m³/d. Imukärjillä pumpattu vesimäärä laskee mallinnuksen mukaan tästä arvosta kunnes se tasaantuisi noin kahden kuukauden päästä arvoon 550 m³/d.

Mallinnuksen antamat pumppausmäärät saavuttivat tasapainon työnaikaisessa tilanteessa 1...2 kuukaudessa (katso kuva 30). Mitatuissa pumppausmäärissä on suuri hajonta (katso kuva 29), joten mitattuja pumppausmääriä ei voi suoraan verrata mallin kanssa. Mallinnettujen pumppausmäärien tasapainon saavuttamiseen kuluva aika voi kuitenkin verrata pohjaveden alentamisen aikana tapahtuneeseen pohjavedenpinnan alentamiseen kuluvaan aikaan. Liitteestä 6 nähdään, että ponttiseinien sisäpuolella olevan pohjavesiputken 10 vedenpinta saavuttaa alimman tasonsa noin 1,5 kuukaudessa (20.3.–4.5.2009). Tämä tulos on samaa suuruusluokkaa kuin mallinnuksesta saatu 1...2 kuukauden aikavakio. Pohjavesiputken 10 vedenpinnan tuloksista näkyi kaikkein selvimmin pohjaveden alentamisen vaikutukset. Putki 10 sijaitsi länsipuolella kaivannon eteläosalla ponttiseinien sisäpuolella.



Kuva 31. Suotovirtaustarkastelun SVL1 lopullisen tilanteen tulokset pysyvän ponttiseinän kanssa.

Mallinnuksen mukaan lopullinen tasapainotilanne saavutetaan silloin, kun pohjavedenpinta on saavuttanut pysyvän tason. Tällöin salaojaputkista alkaa virrata vettä yhteensä noin 150 m³/d (katso kuva 31). Maamassa kyllästyy vedellä tasapainotilaa vastaavaan pohjavedenpintaan saakka mallin mukaan noin kolmessa kuukaudessa. Kuvassa 31 olevat suotovirtausmäärät "pohj. ponttiseinä" ja "eteläponttiseinä" kuvaavat ponttiseinän alitse virtaavan veden määrää.



Kuva 32. Suotovirtaustarkastelun SVL1 lopullisen tilanteen tulokset ilman pysyvää ponttiseiniä alikulkusillan ympärillä.

Mikäli lopullisessa tilanteessa ei ole pysyvää ponttiseiniä, pumppausmäärät salaojaputkista kasvavat huomattavasti yli kolminkertaisiksi. Yhteensä salaojista pumpataan mallinnuksen mukaan noin 500 m³/d (katso kuva 32). Tällöinkin tasapainotilanne saavutettaisiin noin kolmessa kuukaudessa. Kuvassa 32 olevat suotovirtausmäärät "pohjoispää" ja "eteläpää" on laskettu poistetun ponttiseinän kohdalta.

Herkkyystarkasteluiden tuloksista on käsitelty lähemmin tilannetta pitkän ajan kuluttua (10 vuoden päästä) pysyvien ponttiseinien kanssa. Näiden mallinnusten suotovirtauslaskelmat 10 vuoden päästä ovat liitteessä 13. Taulukoon 5 on kerätty eri mallinnuslaskelmien tulokset.

Taulukko 5. Laskelmien SVL1, SVL2 ja SVL3 suotovirtaamat 10 vuoden kuluttua ja herkkyystarkastelussa muutetut k-arvot.

SVL	pohjois-pää	etelä-pää	pohj. salaoja	etelä-salaoja	HkMr	kallio/ruhje
	Q m3/d	Q m3/d	Q m3/d	Q m3/d	k [m/s]	k [m/s]
SVL1	89	58	88	59	1,0E-05	1,0E-10
SVL2	149	72	143	79	1,0E-05	1,0E-05
SVL3	349	116	302	163	1,0E-04	1,0E-10

Taulukossa 5 olevat suotovirtausmäärät "pohjoispää" ja "eteläpää" kuvaavat ponttiseinän ali virtaavan veden määrää. Jotta nähtäisiin muutoksia veden virtaamissa, rikkonaisen kallion k-arvoa on muutettu 10^5 -kertaiseksi alkuperäiseen verrattuna. Tällöinkin salaojista pumpattu vesimäärä kasvoi vain 1,5-kertaiseksi. Kun moreenikerroksen k-arvo kymmenkertaistettiin, salaojista pumpattava vesimäärä kasvoi kolminkertaiseksi. Mallinnuksen mukaan moreenikerroksen vedenläpäisevyys vaikuttaa enemmän pumpattaviin suotomääriin kuin rikkonaisen kallion. Toisaalta hyvin rikkonaisessa kalliossa vedenläpäisevyys voi todellisuudessa vaihdella noin 10^{-5} ... 10^{-10} m/s.

14 Johtopäätökset ja pohdinnat

14.1 Yhteenveto

Työn tavoitteena oli selvittää, mitkä seikat vaikuttavat alikulkusiltojen pohjavesitilanteeseen ja mitkä ovat alikulkusiltojen tekemiseen liittyvät yleiset ympäristövaikutukset, jotka aiheutuvat alikulkusiltojen takia tehtävästä pohjavedenpinnan alentamisesta.

Kirjallisuustutkimusosiossa on käsitelty aiheeseen liittyvää teoriaa ja Suomen maa- ja kallioperän yleisimmät piirteet. Siinä on myös esitelty erilaisia tutkimusmenetelmiä, joilla voidaan pohjavesitilannetta tarkastella sekä pohjaveden alentamisen yleisiä ympäristövaikutuksia. Työssä on myös tarkasteltu pohjaveden alennustarvetta sekä työnaikaisesti että käyttötilan aikana alikulkusiltakohteissa. Lisäksi on esitetty yleisimmät pohjaveden alennustekniikat sekä pohjaveden alennuksen vaikutusten rajoittamismenetelmät sekä likimääräiset laskentakaavat.

Esimerkkikohteena työssä on ollut Valkoisenlähteentien alikulkusilta, joka rakennettiin Vantaan Tikkurilaan vuosina 2008 - 2010. Alikulkukohteesta tehtiin SEEP/W 2007 -ohjelmalla suotovirtauslaskelmia, joissa tarkasteltiin muuttuvaa virtaustilannetta työn aikana sekä tasapainotilannetta alikulun valmistumisen jälkeen. Työnaikaisissa suotovirtauslaskelmissa on määritetty pohjaveden alentuminen yhden vuoden kuluessa. Käyttötilan aikaisissa laskelmissa määritettiin pohjaveden alenemaa 10 vuoden aikana. Tarkasteltavia mallinnustilanteita olivat:

- työnaikaisen tilanteen kuivatus ponttiseinien lyönnin jälkeen,
- lopullinen tilanne pysyvien ponttiseinien kanssa alikulkusillan valmistuttua,
- lopullinen tilanne ilman pysyviä ponttiseiniä alikulkusillan ympärillä sillan valmistuttua.

14.2 Johtopäätökset ja pohdinnat

14.2.1 Valkoisenlähteentien alikulkusilta

Valkoisenlähteentien alikulku mallinnettiin käyttäen 2D-mallinnusta, jolla voidaan mallintaa erityisesti olosuhteet kaivannon sisäpuolelta. 2D-mallinnuksessa oletetaan, että kaivanto on äärettömän pitkä. Mikäli halutaan mallintaa laajempia ympäristövaikutuksia, tulee mallin olla 3D. Pohjavedenpinnan alennuksen ulottumaa ja aleneman suuruutta kaivannon ulkopuolella ei saatu kunnolla mallinnettua 2D-mallilla, jolla pystytään kuitenkin mallintamaan kaivannon sisäpuolella olevat olosuhteet riittävällä tarkkuudella, kuten mitoittamaan salaojitus ja pumppauskaivot.

Suotovirtauslaskelmilla tehty lopullisen tilanteen tasapainotilan tarkastelu antoi salaojista pumpattavaksi pumppausmääräksi noin 150 m³/d, joka saavutetaan noin kolmen kuukauden jälkeen vedenpinnan noston aloittamisesta. Mallinnuksesta saatu arvo vastaa suuruusluokaltaan mitattua arvoa 250 m³/d, joka mitattiin usean kuukauden jälkeen vedenpinnan nostamisen aloittamisesta. Tässä tilanteessa 2D-mallinnus näytti toimivan. Pohjavedenpinnan nosto tehtiin vaihteittain yli puolen vuoden aikana,

mutta mallissa pohjavedenpintaa alettiin nostaa äkillisesti kohti tavoitetasoa. Mallinus antaa siis lyhyimmän mahdollisen ajan, jona pohjavedenpinta voidaan nostaa tavoitetasoonsa.

Valkoisenlähteentien toteutuneet ja lasketut arvot olivat samaa suuruusluokkaa. Mallilla saatiin työnaikaiseksi pumppausmääräksi noin 550 m³/d ja vastaava toteutunut keskimääräinen pumppausmäärä oli yhteensä 250 m³/d. Toteutuneita arvoja tarkasteltaessa täytyy muistaa, että pumpatut vesimäärät vaihtelivat suuresti (suurin mitattu pumppausmäärä oli yli 1 000 m³/d). Mitatut pumppausmäärät vaihtelivat pohjaveden alentamisen aikana noin välillä 200...1 000 m³/d (katso kuva 29). Vastaavasti mallin antamat pumppausmäärät vaihtelivat noin välillä 550...2 500 m³/d (katso kuvat 30).

Valkoisenlähteentien alikulkusillan kohdalla oli havaittu hyvin vettä johtava kallioruhje, joka ilmeisesti oli yhteydessä paikoitellen maaperään. Ruhjetta ei pystytty kunnolla mallintamaan, koska sen ominaisuuksia ei tunnettu tarpeeksi tarkasti. Tässä työssä kallion pintaosaa ja ruhjetta mallinnettiin hyvin vettä johtavalla maakerroksella. Herkkyystarkastelun perusteella ruhjeella oli ilmiselvää vaikutusta, mutta silti mallin antamat suuruusluokat toteutuivat.

Valkoisenlähteentien alikulkusillan ympärillä olleen ponttiseinän vesitiiveyttä yritettiin parantaa maaperän injektoinnilla. Injektointi ei kuitenkaan onnistunut suunnitellusti. Suotovesien kova virtaus vei injektointimassan osittain mennessään. Injektoinnissa olisi voinut kokeilla enemmän erilaisia injektointimassoja. Onnistuessaan injektointi katkaisee veden virtauksen yhdessä ponttiseinän kanssa. Mallinnuksessa injektointia ei huomioitu, koska sen onnistumisesta ei saatu täyttä varmuutta.

14.2.2 Yleisiä huomioita ja ohjeita

Suotovirtausmallinnusta tehtäessä tulee vastaan samat ongelmat kuin muussakin mallinnuksessa. Malli ei saa olla liian monimutkainen tai yksityiskohtainen, koska yksityiskohdat eivät kuitenkaan vastaa todellisuutta. Keskeiset mallinnettavat ominaisuudet tulee kuitenkin ottaa huomioon. Tämä edellyttää usein maaperän rakenteen ja sen geohydrologisten ominaisuuksien kartoittamista.

Mallinnuksella voidaan etukäteen arvioida pohjaveden alentamisesta johtuvia maa-leikkauksesta pumpattavia vesimääriä, pohjavedenpinnan korkeustasoa ja pumppauksen ulottumaa ympäristössä. Mallin avulla voidaan mitoittaa työssä tarvittavia rakenteita, jolloin voidaan rakentaa kustannustehokkaasti. Mallinnuksen avulla voidaan tarkastella eri rakentamisen vaihtoehtoja sekä niiden vaikutuksia.

Suurimmat haasteet pohjaveden alentamiseen tulevat maa- ja kallioperän vedenläpäisevyydestä ja pohjaveden mahdollisesta paineellisuudesta, joita ei tunneta tarpeeksi tarkasti. Alikulkusiltojen suunnittelua ja rakentamista varten tulee tehdä riittävän laaja-alaiset ja pitkäkestoiset pohjavesimittaukset. Maan vedenläpäisevyys kannattaa alustavasti määritellä maanäytteiden rakeisuuden, laboratoriokokeiden ja likimääräisten laskentakaavojen perusteella. Koepumppaukset antavat kuitenkin oleellisesti luotettavampia ja tarkempia arvioita maan vedenläpäisevyydestä ja muista virtaustekijöistä sekä ovat siten tarpeellisia suunniteltaessa työnaikaisia ja pysyviä kuitusratkaisuja vaativissa pohjavesiolosuhteissa.

Pohjatutkimuksia tulee tehdä riittävästi. Aluksi tulee asentaa vähintään yksi pohjavesiputki, joka ulottuu karkeisiin maakerroksiin sekä ottaa sillan molemmilta puolilta

maanäytteitä, jotka ulottuvat riittävän syvälle kuivatustason alapuolelle. Lisäksi tulee tehdä CPTU-kairauksia ohuiden vettä johtavien maakerrosten löytämiseksi sekä porakonekairauksia kallionpinnan ja -ruhjeiden havaitsemiseksi. Täydentävissä tutkimuksissa tulee tarvittaessa asentaa lisää pohjavesiputkia, ottaa lisää maanäytteitä sekä tehdä slug-testit pohjavesiputkille. Mikäli alueella on rakeisuuden perusteella karkeita, kohtalaisen tai hyvin vettä johtavia maakerrostumia tulee tehdä pohjavesiputkille antoisuusmittaukset. Slug-testi ei välttämättä anna kuvaa koko akviferin toiminnasta vaan pelkästään testiputken lähiympäristöstä. Sen tekeminen on kuitenkin joskus perusteltua pumppauskokeen sijaan, sillä se on edullisempi sekä helpommin ja nopeammin toteutettavissa kuin varsinainen koepumppaus. Tarvittaessa kohteessa tulee kuitenkin tehdä koepumppaus, joka on slug-testiä luotettavampi menetelmä kuvaamaan akviferin ominaisuuksia suuremmassa mittakaavassa.

Lähdeluettelo

Airaksinen, J. U. 1978. Maa- ja pohjavesihydrologia. Oulu: Kirjapaino Osakeyhtiö Kaleva. 248 s. ISBN 951-9099-73-5.

Arkima, O. & Niemi, O. 2007. Valkoisenlähteentien alikulkusilta, yleissuunnitelma - Suositus pysyvän pohjavedenpinnan alennustasosta ja pohjaveden alennuksen ympäristövaikutusten selvitys. SITO Oy. Raportti, 9.3.2007. 8 s. Tilaaja: Vantaan kaupungin Maankäytön ja ympäristön toimiala, katutekniikka.

Eloranta, E. 2007. Geofysiikan kenttäteoria. Säteilyturvakeskus - STUK-A198. [Verkkojulkaisu]. Helsinki: Yliopistopaino. 409 s. [Viitattu 3.12.2010]. Saatavissa: <http://www.stuk.fi/julkaisut/stuk-a/stuk-a198.pdf>. ISBN 978-952-478-194-7 (nid.). ISBN 978-952-478-195-4 (pdf). ISSN 0781-1705.

Elsilä, H. 2010. Asentaja. PVA-palvelu Oy. PL 203, 28101 Pori. Haastattelu Vantaalla 23.4.2010.

Fetter, C. W. 2001. Applied Hydrogeology. 4th ed. Upper Saddle River, New Jersey, USA: Prentice-Hall, Inc. 598 s. ISBN 0-13-088239-9.

Finnsementti Oy. Suihkuinjektointi. [Verkkosivut]. [Viitattu 24.1.2011]. Saatavissa: <http://www.finnsementti.fi/stabilointi/suihkupaalaus.htm>.

Hartikainen, J. & Kolisoja, P. & Hakulinen, M. & Tolla, P. & Salo, P. 2001. Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet. Suunnitteluvaiheen ohjaus. Tiehallinto. TIEH 2100002-01. Helsinki: Oy Edita Ab. 61 s. ISBN 951-726-743-6.

Hiscock, K. M. 2006. Hydrogeology. Principles and Practice. Oxford, UK: Blackwell Publishing. 389 s. ISBN-13: 978-0-632-05763-4.

Kairausopas IV - Pohjavedenpinnan ja huokosvedenpaineen mittaaminen. 1987. Suomen geoteknillinen yhdistys ry. Helsinki: Rakentajain Kustannus Oy. 29 s. ISBN 951-676-337-5.

Kairausopas V - Porakonekairaus. 1986. Suomen geoteknillinen yhdistys ry ja Rakentajain Kustannus Oy. Vammalan kirjapaino Oy. ISBN 951-676-315-4.

Kairausopas VI - CPTU/puristinkairaus - puristin-heijarikairaus. Versio 1.00 - 7.6.2001. 2001. Suomen geoteknillinen yhdistys ry. Nummela: Nummelan Kopiopalvelu Oy. 91 s. ISBN 951-98818-0-8. ISBN 951-98818-1-6 (PDF).

Korhonen, O. & Fischer, K. & Niemi, O. & Timonen, E. 1986. Kaivannot. Teoksessa: Vähäaho, I. (vast. toim.): RIL 166 Pohjarakenteet. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Hanko: Hangan kirjapaino. S. 461 - 500. ISBN 951-758-108-4. ISSN 0356-9403.

Korkka-Niemi, K., Turun yliopisto. 2008. Opetusmonisteet: Kaivokoulu, Jyväskylä 29.08.2008. [Verkkojulkaisu]. Suomen ympäristökeskus. Diat 1-13, 14-26 ja 27-40. [Viitattu 6.7.2010]. Saatavissa: diat 1-13: www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=92684&lan=fi, diat 4-26: www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=92685&lan=fi ja diat 27-40: www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=92686&lan=fi.

Leminen, K. 1985. Imeyttävä kuivatustekniikka pientaloalueella. Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Tiedotteita 459. Espoo. 51 s. ISBN 951-38-2330-X. ISSN 0358-5085.

Levula, J. & Westman, C. J. 2002. Metsämaan lajitekoostumuksen määrittäminen pippettimenetelmällä ja laserdifraktiolla – menetelmävertailu. [Verkkojulkaisu]. Teoksessa: Pietola, L. & Esala, M. (toim.) Pro Terra no. 15 - Maa, josta elämme - II Maaperätieteiden päivien laajennetut abstraktit. Helsingin yliopisto, soveltavan kemian ja mikrobiologian laitos. Suomen Maaperätieteiden Seura ry. S. 39 - 41. ISBN 952-10-0780-X. ISSN 1457-263X. [Viitattu 13.4.2010]. Saatavissa: www.maapera.fi/files/ProTerra15.pdf.

Liikennevirasto. 2010. Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu. Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Liikenneviraston ohjeita 9/2010. ISSN-L 1798-663X. ISSN 1798-6648. ISBN 978-952-255-028-6 (pdf). Helsinki: Edita Prima Oy. 107 s.

Luntinen, M. 2010. Lakimies. Liikennevirasto, ympäristöyksikkö. PL 33, 00521 Helsinki. Haastattelu Helsingissä 24.9.2010.

Martio, J. & Vuola, P. 2007. Kalajärven maapadon suotovirtauksen mallinnus. Suomen ympäristökeskus (SYKE). [Verkkojulkaisu]. Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/print.asp?contentid=347797&lan=fi&clan=fi#a1>.

Mälkki, E. 1986. Pohjavesi. Teoksessa: Mustonen, S. (toim.): Sovellettu hydrologia. Vesiyhdistys r.y. Helsinki. S. 101–118, 121–151.

PANK-2103. 2002. PANK-2103 - Rakeisuusmäärittäminen, hydrometrikoe. [Verkko-julkaisu]. Kiviainekset, yleisominaisuudet. Päälystealan neuvottelukunta PANK ry. [Viitattu 13.4.2010]. Saatavissa: www.pank.fi/files/231_PANK2103.pdf.

Peisa, A. 2006. Sähköinen tomografiakuvaus suihkuinjektoidun pilarin laadunvalvonnassa. [Verkkojulkaisu]. Teknillinen korkeakoulu, geotekniikan lisensiaattiseminaari: Rak-50.155 Lisensiaattiseminaari. Lemcon Oy, Helsinki. 30 s. [Viitattu 24.1.2011]. Saatavissa: <http://civil.tkk.fi/fi/tutkimus/pohjarakennus/opinnaytteet/muut/>.

Powers, J. P. & Corwin, A. B. & Schmall, P. C. & Kaeck, W. E. 2007. Construction Dewatering and Groundwater Control - New Methods and Applications. 3rd ed. Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc. 638 s.

Pulliainen, V.-P. & Kemppinen, J. & Palviainen, M.-L. & Holtari, M. & Hakala, S. 2008. Valkoisenlähteentien alikulkusilta - Hankekohtainen työselostus, 25.3.2008. Vantaan kaupunki, Ratahallintokeskus (RHK). 58 s.

Pullinen, A. 2010. Slug-testit Tampereen Sorilassa 22. - 23.9.2009 ja Espoon Kulmakorvessa 28.9. - 1.10.2009. [Verkkojulkaisu]. Geologian tutkimuskeskus (GTK), Etelä-Suomen yksikkö, Maankäyttö ja ympäristö. Arkistoraportti P32.4/2010/2. 22 s. [Viitattu 5.7.2010]. Saatavissa: arkis-to.gtk.fi/index.php?dir=p32/&file=p32_4_2010_2.pdf.

PVA-Palvelu Oy. Pohjaveden alentaminen. [Verkkosivut]. [Viitattu 23.4.2010]. Saatavissa: <http://www.pva-palvelu.fi/pohjaveden-alentaminen>

Rahikainen, L. 2010. Suotovirtauksen huomioonotto maaleikkausten geoteknisessä suunnittelussa. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta, Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos. Espoo. 113 s.

Ranin, L. 2009. Junaratojen vahvistus suihkuinjektoinnilla. [Verkkojulkaisu]. Diplomi-työ. Teknillinen korkeakoulu, Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta, Rakennus- ja rakennustuotantotekniikan laitos. Espoo. 81 s. [Viitattu 24.1.2011]. Saatavissa: http://civil.tkk.fi/fi/tutkimus/pohjarakennus/opinnaytteet/d_laura_ranin.pdf.

Rantamäki, M. & Jääskeläinen, R & Tammirinne, M. 2004. Geotekniikka. 464. Otatieto. Helsinki: Hakapaino Oy. 307 s. ISBN 951-672-257-1.

Ratahallintokeskus. 2006. A 10/2006 Radan stabiiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Helsinki. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. 319 s. ISBN 952-445-165-4. ISBN 952-445-166-2 (pdf). ISSN 1455-2604.

RATO3. 2008. Ratatekniset ohjeet (RATO) - Osa 3 Radan rakenne. Ratahallintokeskus, Helsinki. Dnro 1090/041/2008.

RIL 157-I Geomekaniikka I. 1985. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Espoo: Otapaino. 479 s. ISBN 951-758-086-X. ISSN 0356-9403.

RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu - eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. 2009. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Hansaprint Oy. 244 s. ISBN 978-951-758-505-7. ISSN 0356-9403.

RIL 95 Pohjarakennus. 1974. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Jyväskylä: K. J. Gummerus Oy. 459 s. ISBN 951-758-003-7.

Rintala, J. & Suokko, T. 2008. Pohjavesinäytteenotto - Nykytila ja kehitystarpeet. Suomen ympäristö 48/2008. [Verkkojulkaisu]. Suomen ympäristökeskus (SYKE), asiantuntijapalveluosasto. Helsinki: Edita Prima Oy. 65 s. ISBN 978-952-11-3285-8 (nid.). ISBN 978-952-11-3286-5 (PDF). ISSN 1238-7312 (pain.). ISSN 1796-1637 (verkkoj.). [Viitattu 26.7.2010]. Saatavissa: www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=94928.

Rissanen, P. 1980. Pohjaveden alentamislaskelmat. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus INSKO ry. Julkaisu 76-80. S. 1-8.

Saarelainen, S. 1985. Imeytysrakenteet. Teoksessa: RIL K42-1985 Rakennuspohjan ja tonttialueen kuivanapito. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Helsinki: Painorengas Oy. S. 109-129.

Salomaa, A. 2005. Merkkiainekokeet rinnehydrologiassa - Kirjallisuustutkimus ja merkkiainekoe natriumkloridilla. [Verkkojulkaisu]. Diplomi-työ. Teknillinen korkeakoulu, rakennus- ja ympäristötekniikan osasto. Espoo. 113 s. [Viitattu 6.7.2010]. Saatavissa: www.water.tkk.fi/wr/tutkimus/thesis/Salomaa2005.pdf.

Sassali, J. 2008. Geoteknisestä maaluokituksesta euroluokitukseen. [Verkkojulkaisu]. Kandidaatintyö. Teknillinen korkeakoulu, Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta, Rakennus- ja ympäristötekniikan tutkinto-ohjelma. [Viitattu 9.4.2010]. Saatavissa: www.tkk.fi/Yksikot/Rakennus/Pohja/Yhd011000.pdf.

Solovjew, N. 1986. 12.43 Maainjektointi. Teoksessa: Vähäaho, I. (vast. toim.): RIL 166 Pohjarakenteet. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Hanko: Hangon kirjapaino. S. 308 - 321. ISBN 951-758-108-4. ISSN 0356-9403.

Suutarinen, I. 1986. 8.3 Lyöntipaalut. Teoksessa: Vähäaho, I. (vast. toim.): RIL 166 Pohjarakenteet. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Hanko: Hangon kirjapaino. S. 163 - 173. ISBN 951-758-108-4. ISSN 0356-9403.

SYKE (Suomen ympäristökeskus). 2010a. Pohjavesimallinnuksessa tarvittavat lähtötiedot. [Verkkosivu, päivitetty 18.5.2010]. Saatavissa: <http://www.environment.fi/default.asp?contentid=197253&lan=fi>.

SYKE (Suomen ympäristökeskus). 2010b. Nitraatin poisto turkistarha-alueiden maaperästä ja pohjavedestä (NITROS). [Verkkosivu, päivitetty 1.6.2010]. Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/default.asp?contentid=179803>.

Tiehallinto, Siltayksikkö. 2001. Porapaalutusohje. Suunnittelu ja toteuttamisvaiheen ohjaus. [Verkkojulkaisu]. Helsinki: Edita Oyj. 95 s. [Viitattu 14.4.2010]. Saatavissa: alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/porapaalutusohje01.pdf. ISBN 951-726-777-0. TIEL 2000002-01.

Tiehallinto. 2001. Perustamis- ja vahvistamistyöt. Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. Toteuttamisvaiheen ohjaus. [Verkkojulkaisu]. Helsinki: Edita Oyj. 45 s. [Viitattu 30.6.2010]. Saatavissa: alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2200002_01.pdf. ISBN 951-726-818-1. TIEH 2200002-01.

Tielaitoksen selvityksiä 28/1998. 1998. Geotekniikan informaatiojulkaisuja - Teiden pehmeikkötutkimukset. [Verkkojulkaisu]. Tielaitos, Tiehallinto, Tie- ja liikennetekniikka. 90 s. [Viitattu 9.4.2010]. Saatavissa: alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/pehmtutk3200520.pdf. ISBN 951-726-447-X. ISSN 0788-3722. TIEL 3200520.

Tielaitos, Kehittämiskeskus. 1993. Tienrakennustöiden laatuvaatimukset ja työselitykset - Yleiset perusteet. [Verkkojulkaisu]. Helsinki: Painatuskeskus Oy. 47 s. [Viitattu 8.4.2010]. Saatavissa: alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/yleiset_perusteet.pdf. ISBN 951-47-7420-5. TIEL 2212454-93.

Turunen, M. 2007. Suomen kallioperä. [Verkkojulkaisu]. Geologia.fi-internetportaali, geoportaalista vastaa Suomen Kansallinen Geologian Komitea (SKGK). [Viitattu 22.7.2010]. Saatavissa: http://www.geologia.fi/index.php?option=com_content&task=view&id=230&Itemid=38.

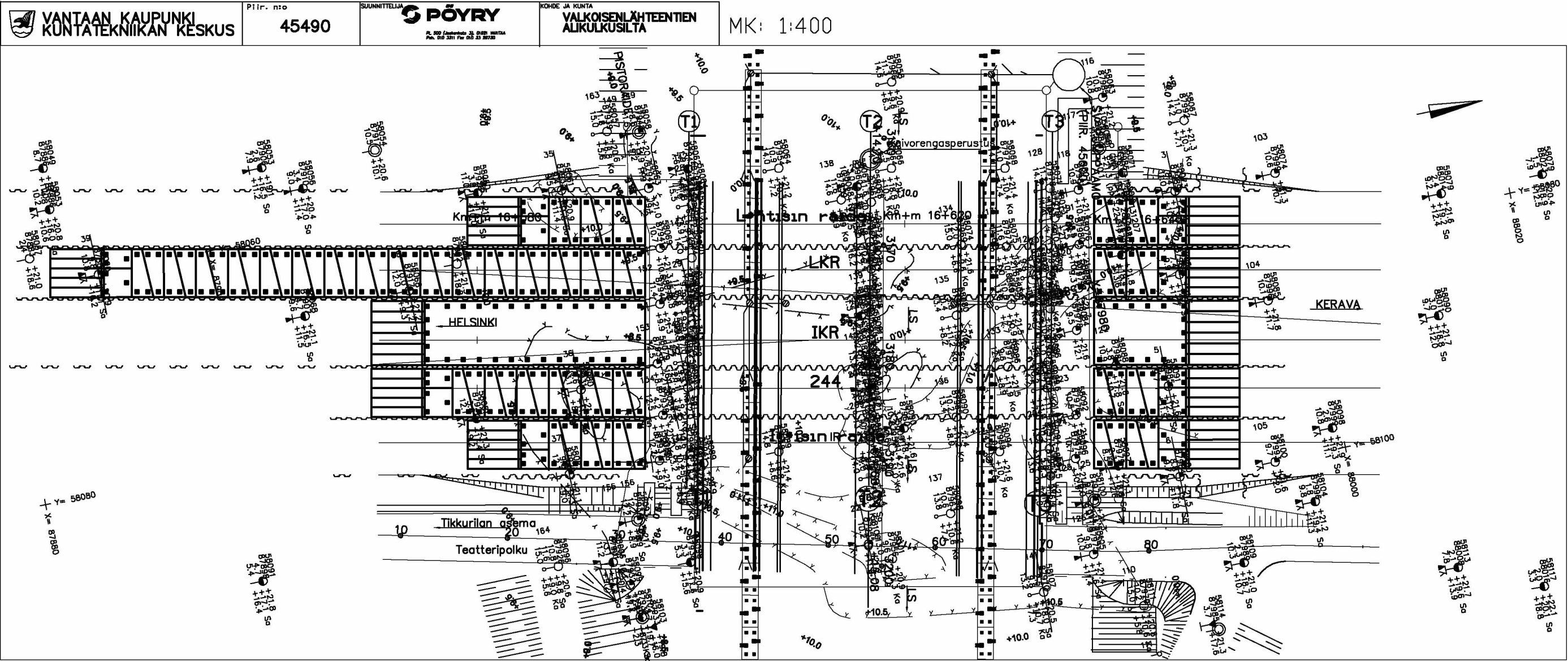
Vakkilainen, P. 1986. Maavedet. Teoksessa: Mustonen, S. (toim.): Sovellettu hydrologia. Vesiyhdistys r.y. Helsinki. S. 82-94.

Vakkilainen, P. 2007. Maan hydraulisen johtavuuden määrittäminen. Opetusmoniste: Yhd-12.132 Kuivatus ja kastelu, syyslukukausi 2007. Laboratorioharjoitus. Teknillinen Korkeakoulu (TKK), Vesitalous ja vesirakennus, Espoo.

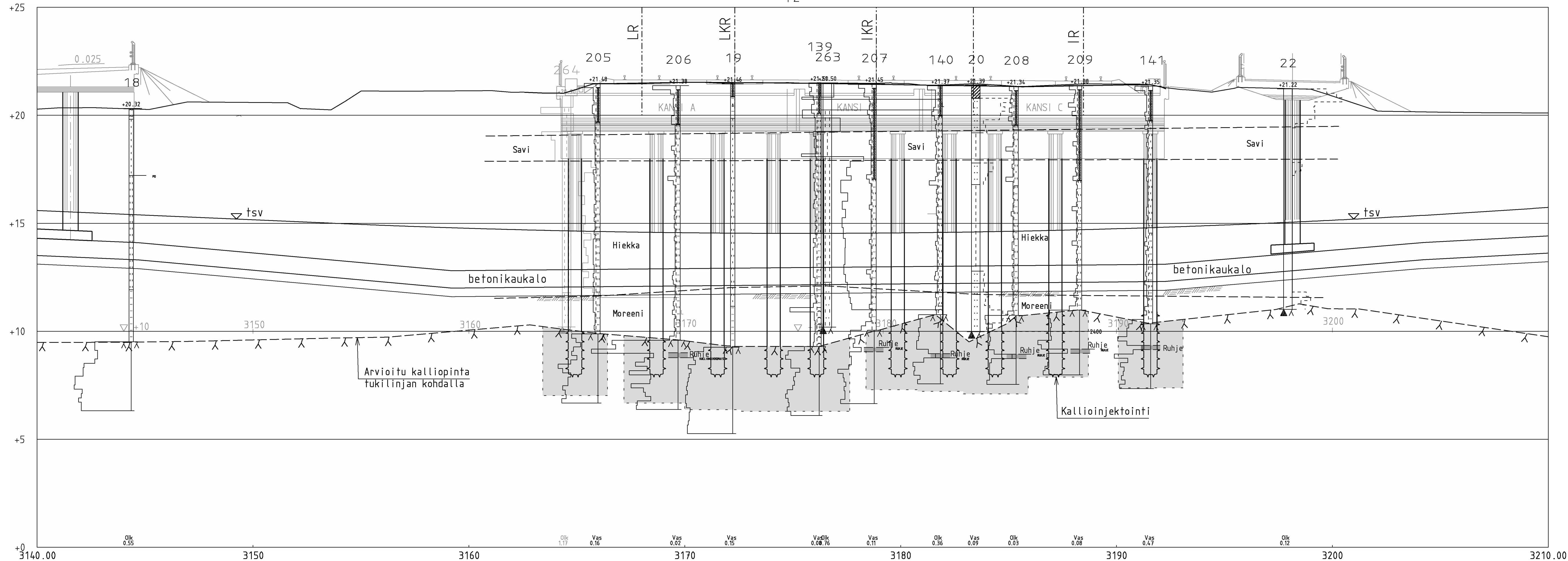
Vantaan kaupunki, Kuntatekniikan keskus. 2010. [Kuva on saatu Vantaan kaupungilta 21.12.2010].

Vesitalouden verkkokirja. 2010. Teknillinen Korkeakoulu (TKK). [Verkkojulkaisu]. TKK, Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos, Vesitalous ja vesirakennus. [Viitattu 19.10.2010]. Saatavissa: <http://www.water.tkk.fi/wr/kurssit/verkkokirja/index.html>.

LIITE 1. Pohjatutkimuskartta






T2



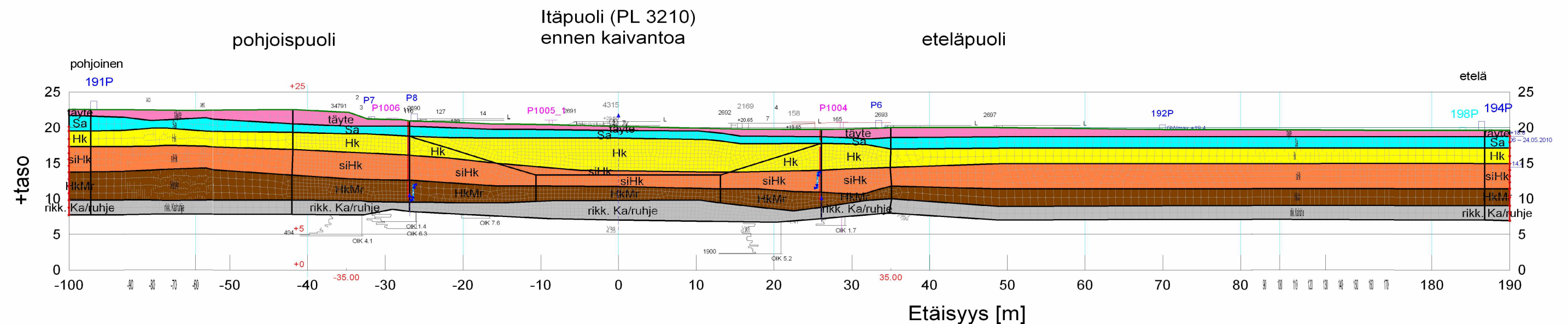
VANTAAN KAUPUNKI
KUNTATEKNIIKAN KESKUS

P i r. n: o

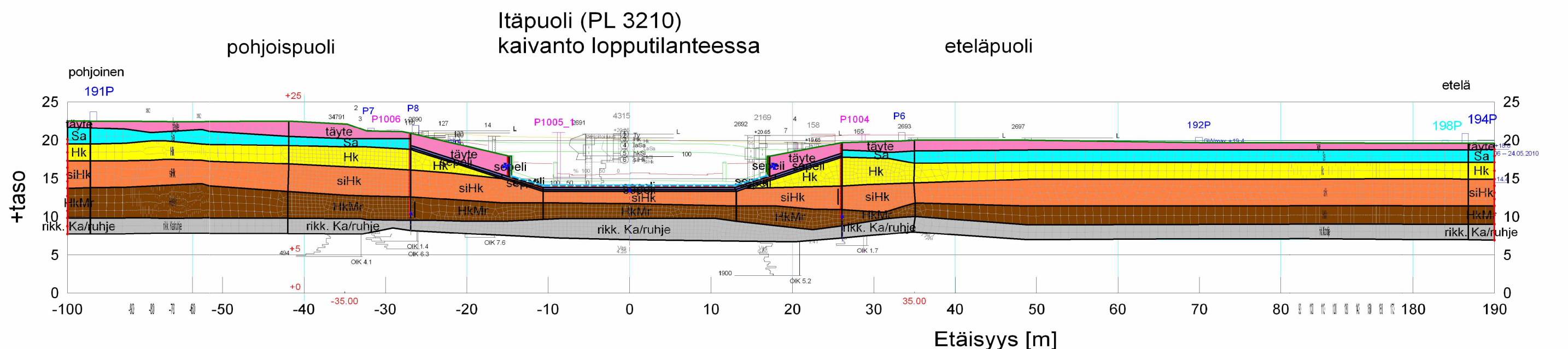
45492

MUUT.		SELITYS		PVM	TEHNYT	PVM	HYV.
TILAAJA				 <p>RATAHALLINTOKESKUS BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN</p>			
HYV.				<p>HANKE</p> <p>VALKOISENLÄHTEENTIEN ALIKULKUSILTA VANTAA</p>			
SUUNNITTELIJA				<p>KOHOE JA KUNTA</p> <p>VALKOISENLÄHTEENTIEN ALIKULKUSILTA VANTAA</p>			
 <p>PÖYRY Pöyry Infra Oy Pl. 500 (Jätkäsaari 3), 01621 VANTAA Puh. 010 3311 Fax 010 33 28730</p>				<p>PIRUSTUS</p> <p>LEIKKAUS TUKILINJALTA T2</p>			
PIIRT.	25.3.2008	Juha Alenius					
SUUNN.	25.3.2008	Jorma Kemppinen					
TARK.							
HYV.							
TARKASTAJA				<p>MITTAAVA</p> <p>1:100</p> <p>KUORMITUS</p>			
 <p>Oy VR-Rata Ab Rautatiesuunnittelu</p>				<p>KOORDINAATTIJÄRJESTELMA</p> <p>VVJ</p> <p>KORKEUSJÄRJESTELMA</p> <p>N60</p>			
				<p>RATAOSA</p> <p>Psl-Ke</p> <p>KM + M</p> <p>16+618</p>			
TARK.	16.4.2008	Seppo Hakala		<p>PAIKKA</p> <p>LAJI</p> <p>PIIRNRO</p> <p>MUUT.</p> <p>LEHTI</p> <p>LEHTIA</p>			
HYV.	16.4.2008	Jouko Suomalainen		<p>4034 GEO</p> <p>16032.-</p> <p>3</p>			

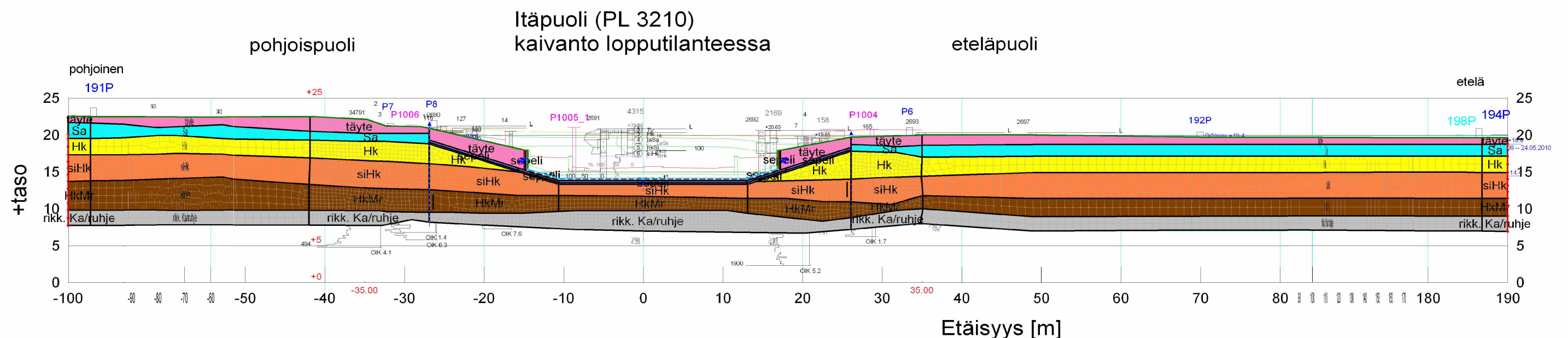
LIITE 4. Mallinnetut elementtiverkot ja maakerrokset



Suotovirtauslaskelma SVL1, työnaikaisen tilanteen mallinnettu elementtiverkko ja maakerrokset



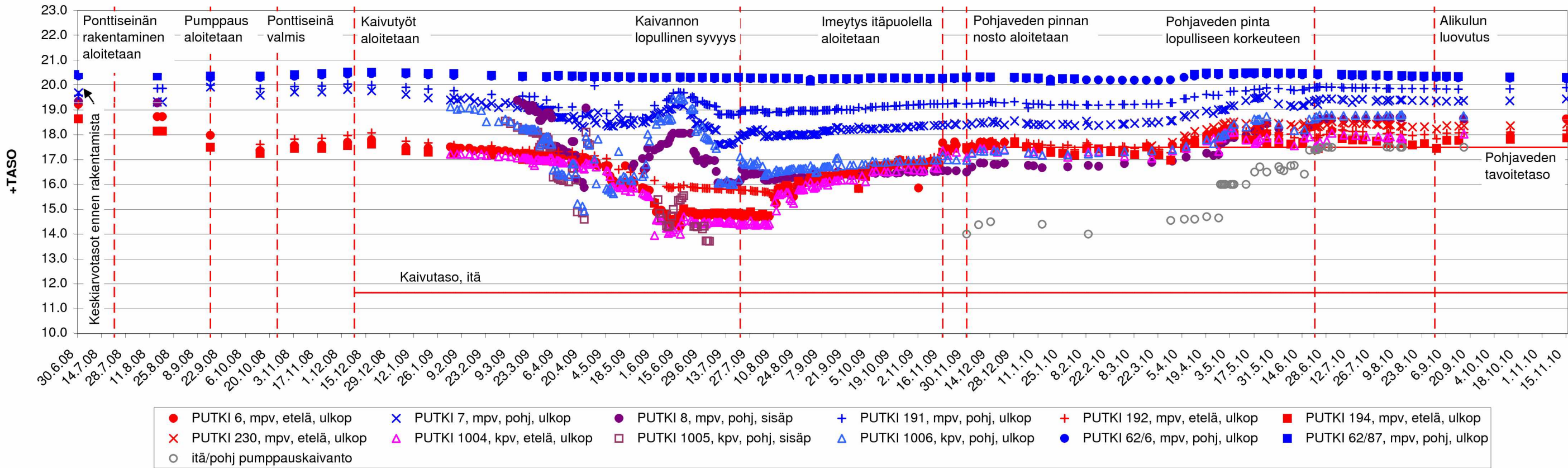
Suotovirtauslaskelma SVL1, lopullisen tilanteen mallinnettu elementtiverkko ja maakerrokset



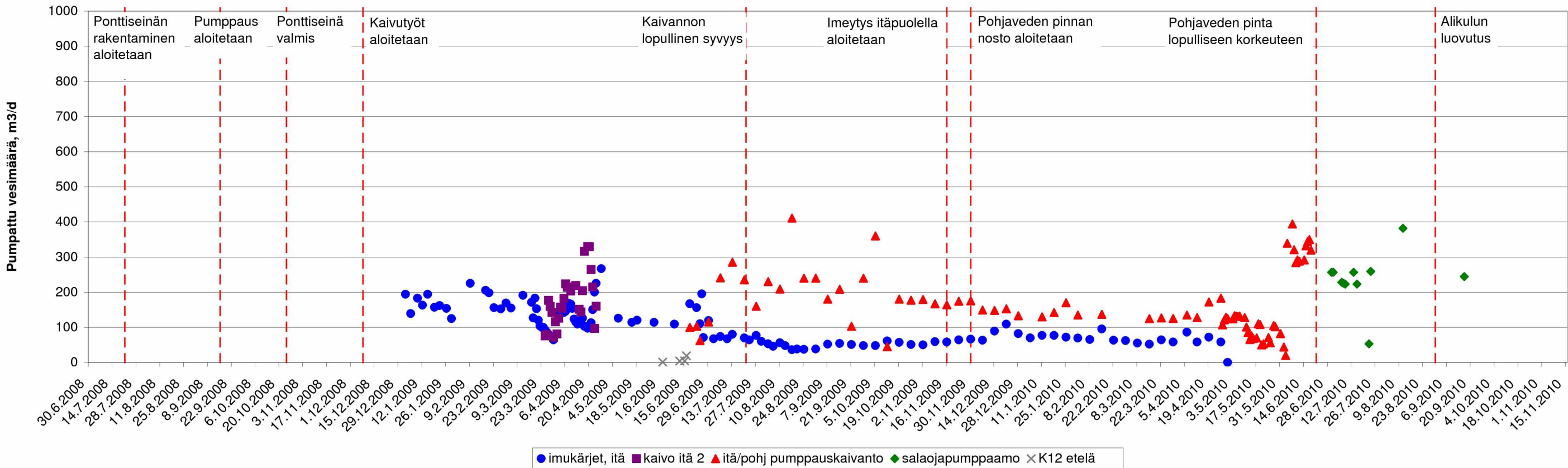
Suotovirtauslaskelma SVL1, lopullisen tilanteen mallinnettu elementtiverkko ja maakerrokset ilman ponttiseiniä

LIITE 5. Itäpuolen pohjavesihavainnot

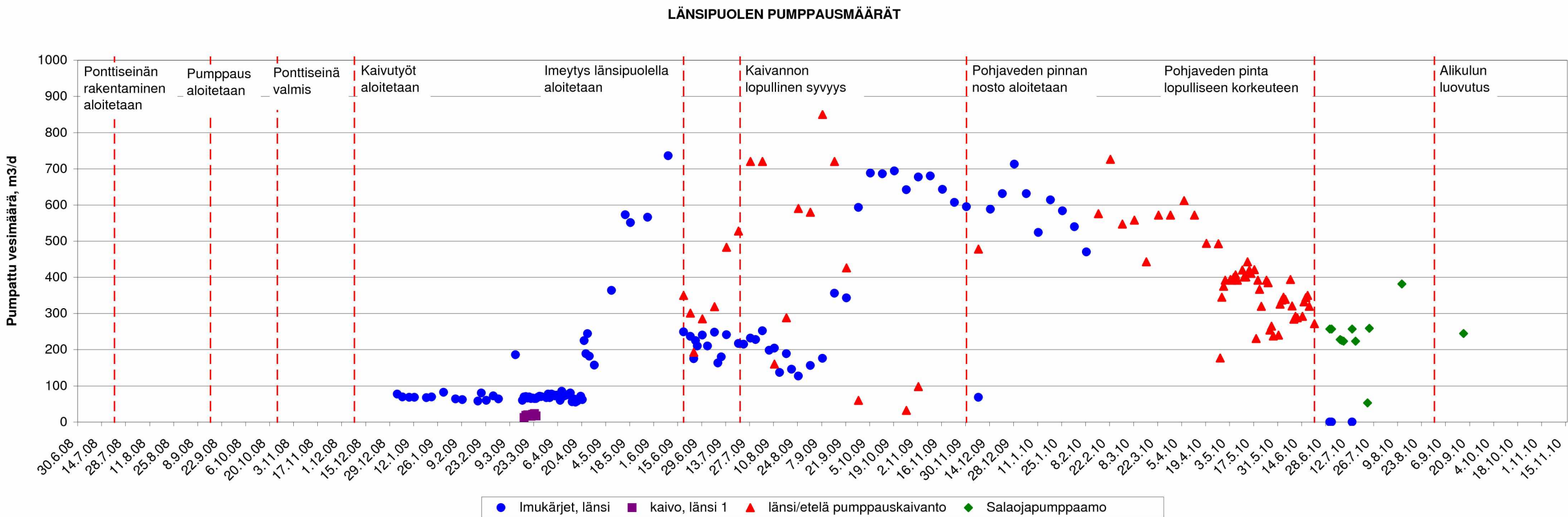
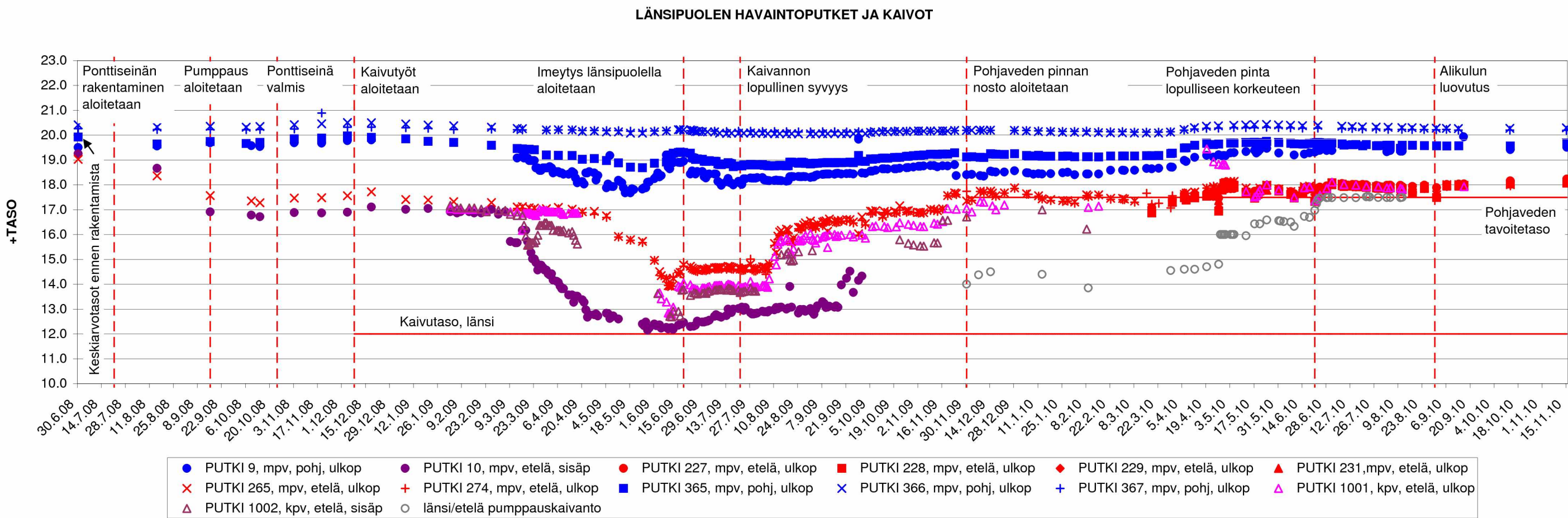
ITÄPUOLEN HAVAINTOPUTKET JA KAIVOT



ITÄPUOLEN PUMPPAUSMÄÄRÄT

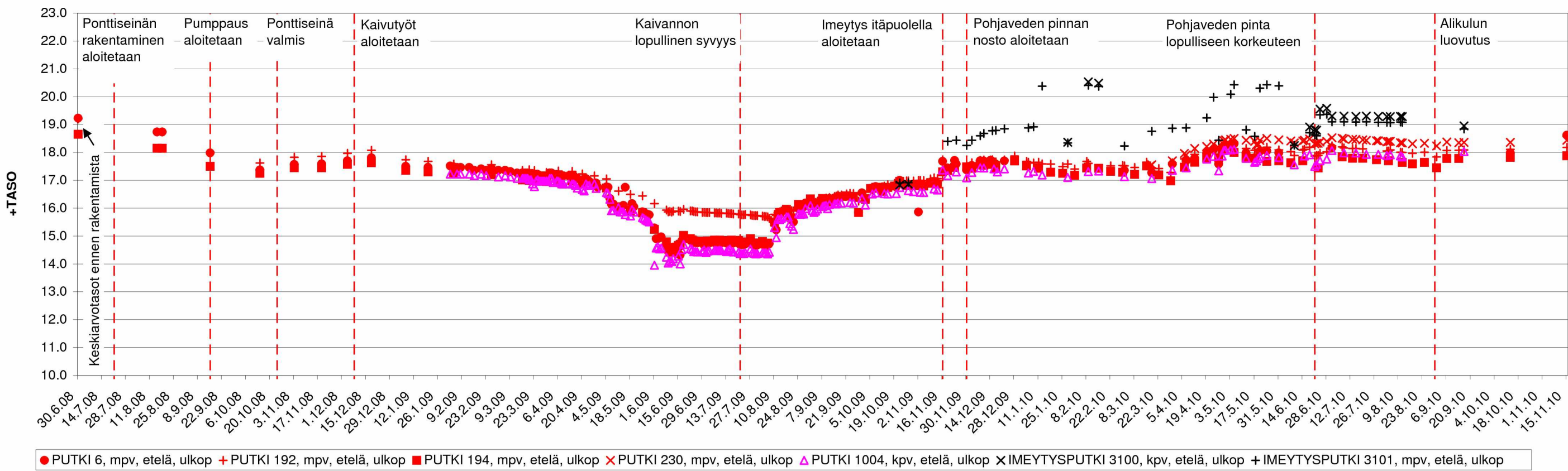


LIITE 6. Länsipuolen pohjavesihavainnot

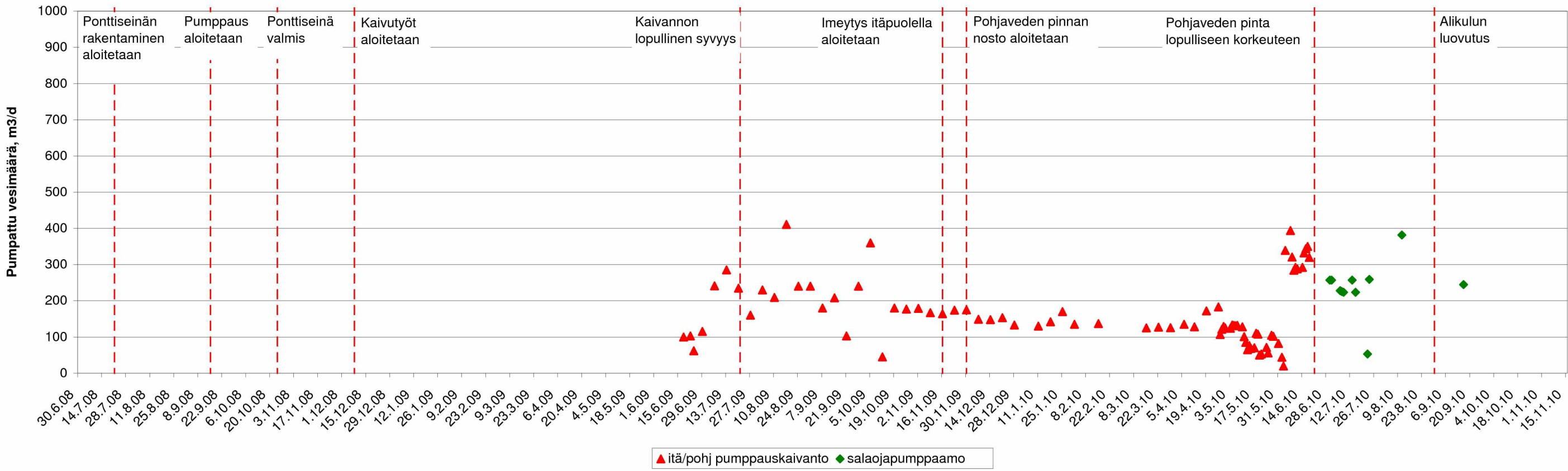


LIITE 7. Itäpuolen imeytys

ITÄPUOLEN IMEYTYS ETELÄPUOLELLA, HAVAINTOPUTKET JA KAIVOT

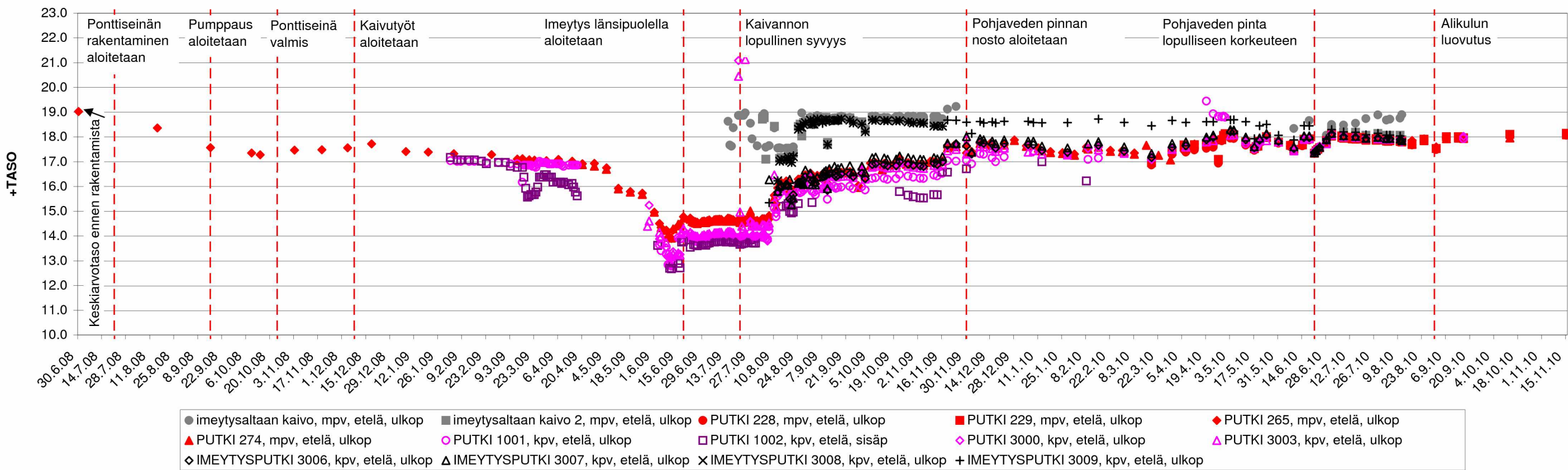


ITÄPUOLEN IMEYTYSALTAASEEN JOHDETUT VESIMÄÄRÄT

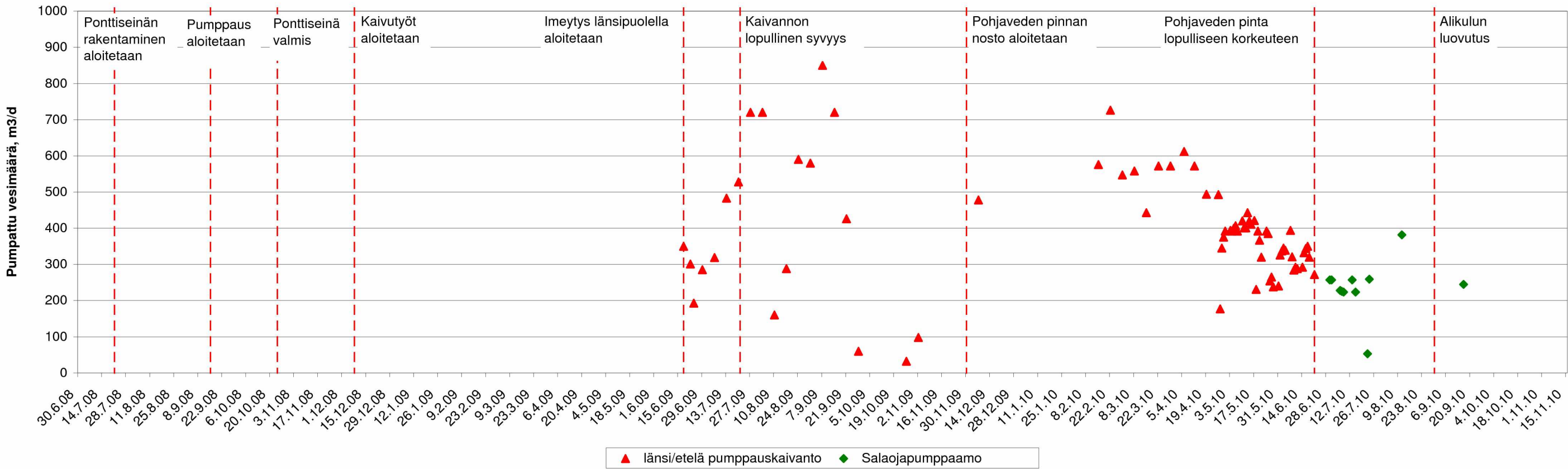


LIITE 8. Länsipuolen imeytys

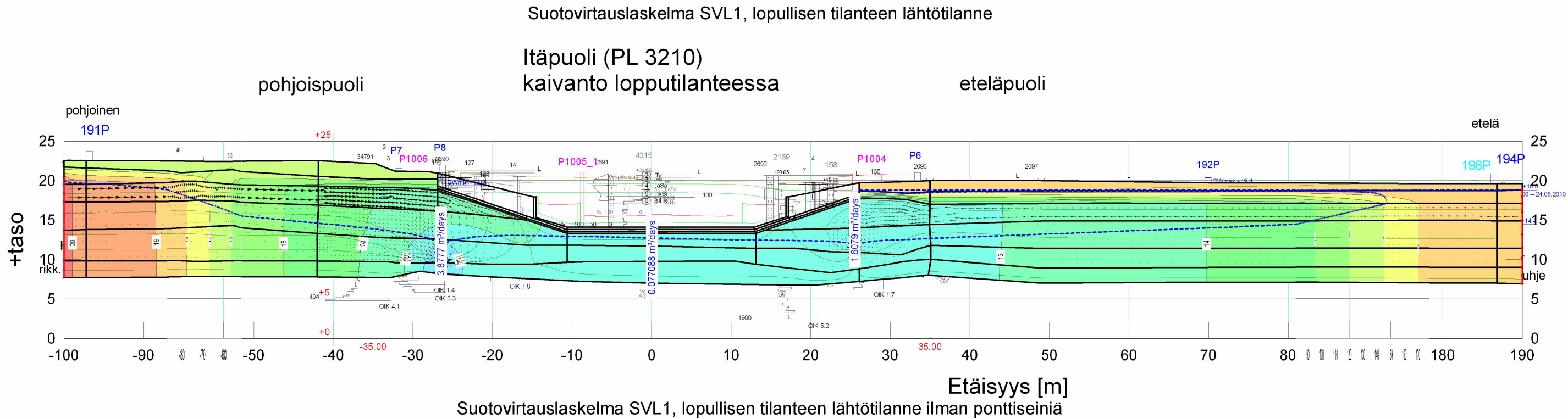
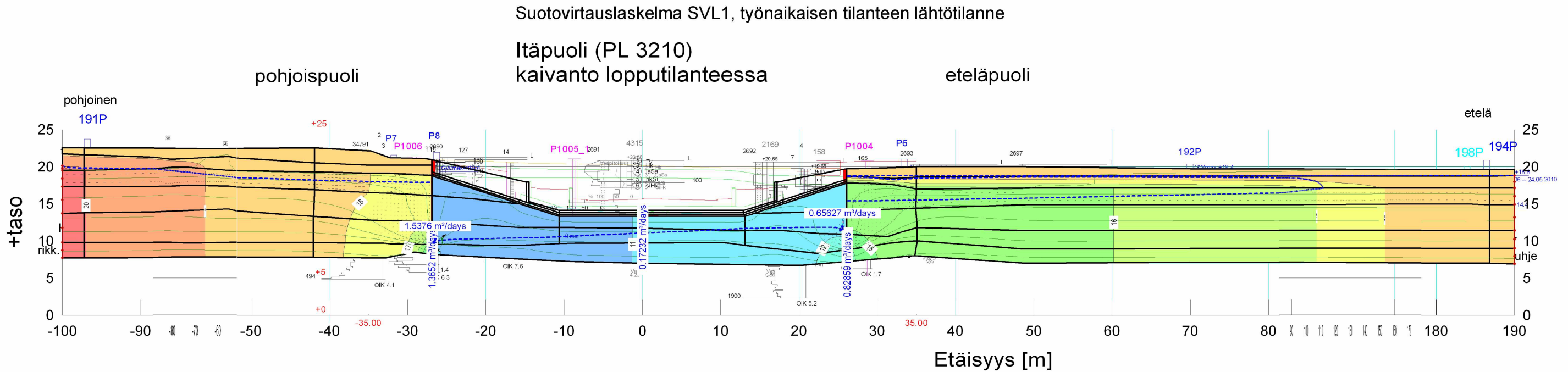
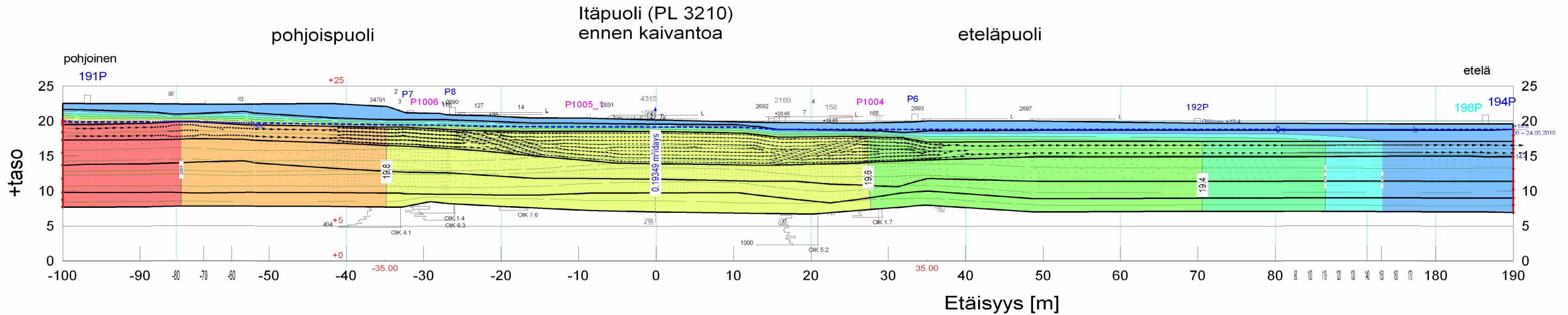
LÄNSIPUOLEN IMEYTYS ETELÄPUOLELLA, HAVAINTOPUTKET JA KAIVOT



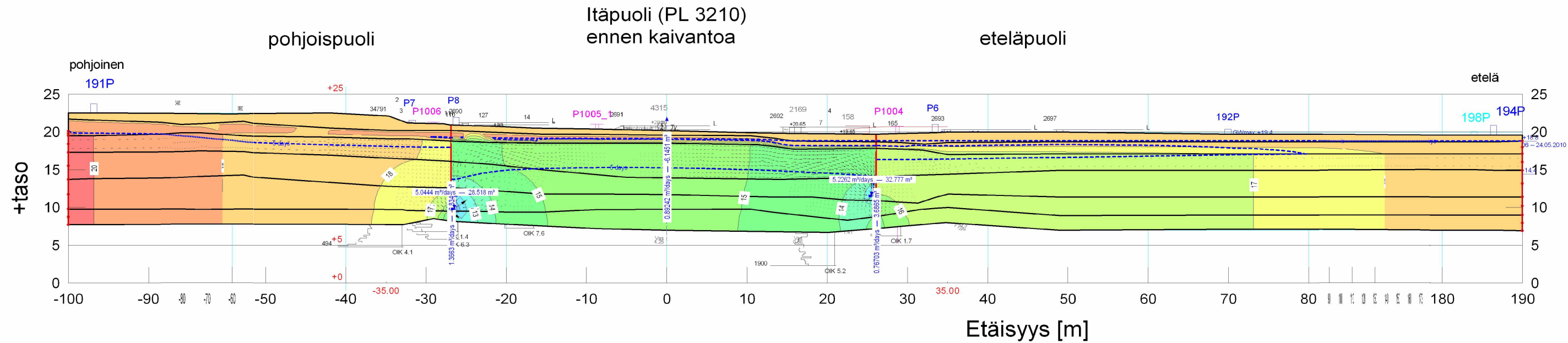
LÄNSIPUOLEN IMEYTYSALTAASEEN JOHDETUT VESIMÄÄRÄT



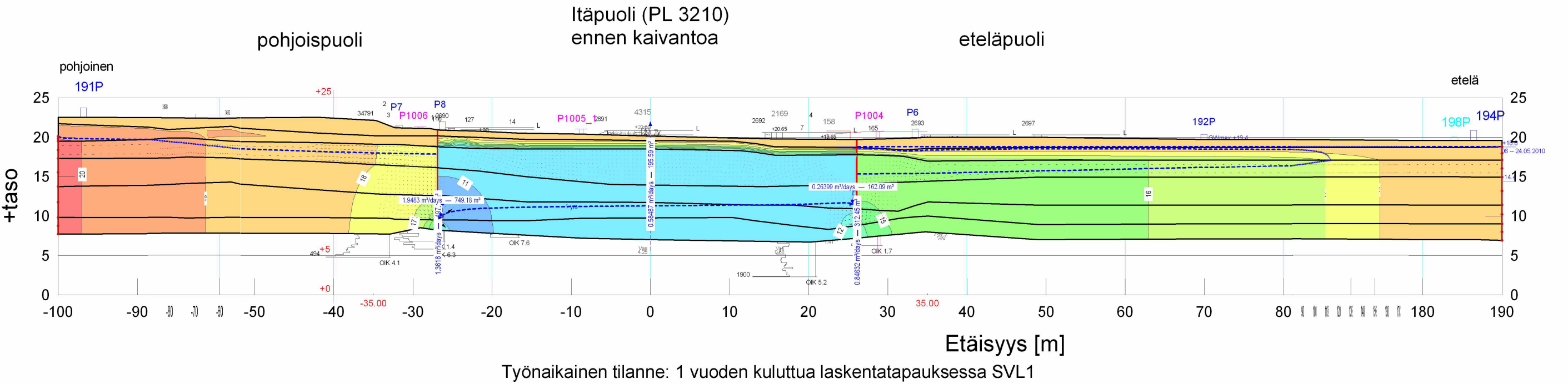
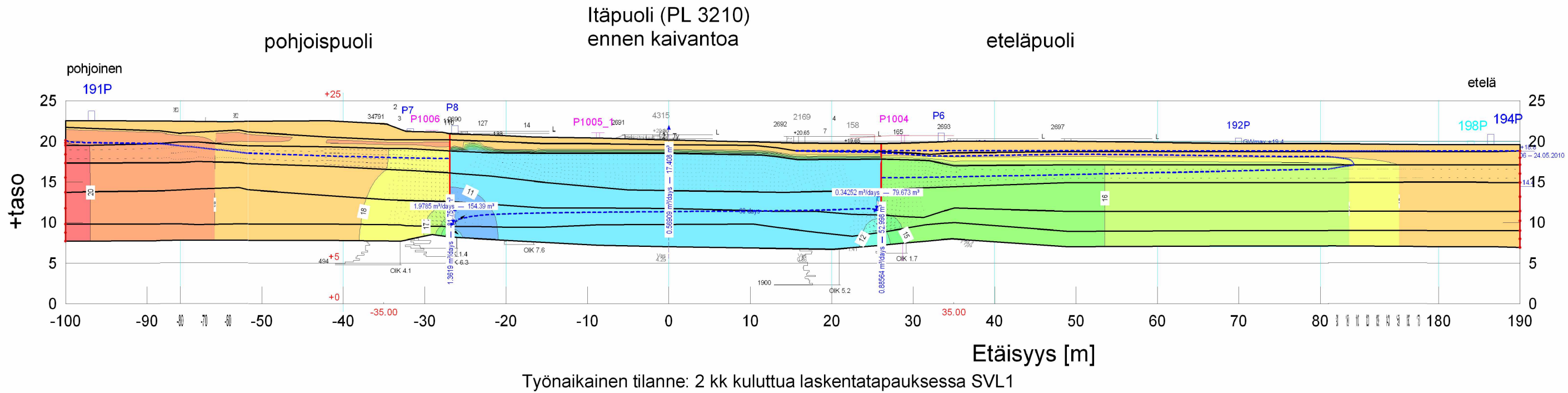
LIITE 9. Suotovirtauslaskelmat SVL1, lähtötilanteet



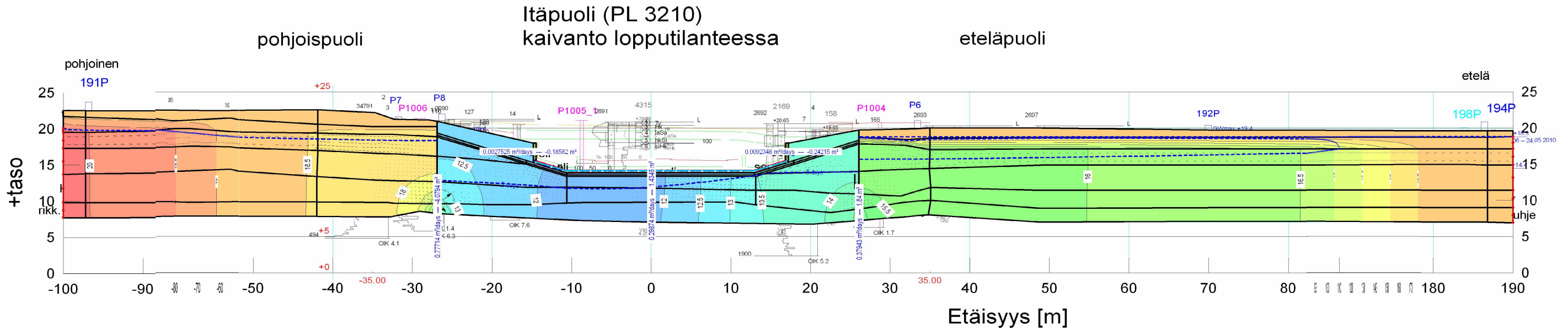
LIITE 10. Suotovirtauslaskelmat SVL1, työnaikainen tilanne



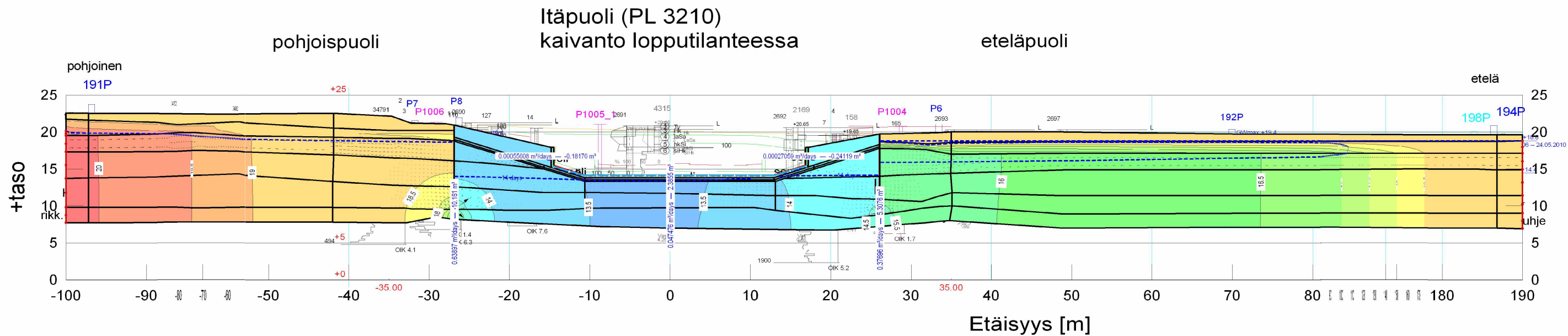
LIITE 10. jatkuu...



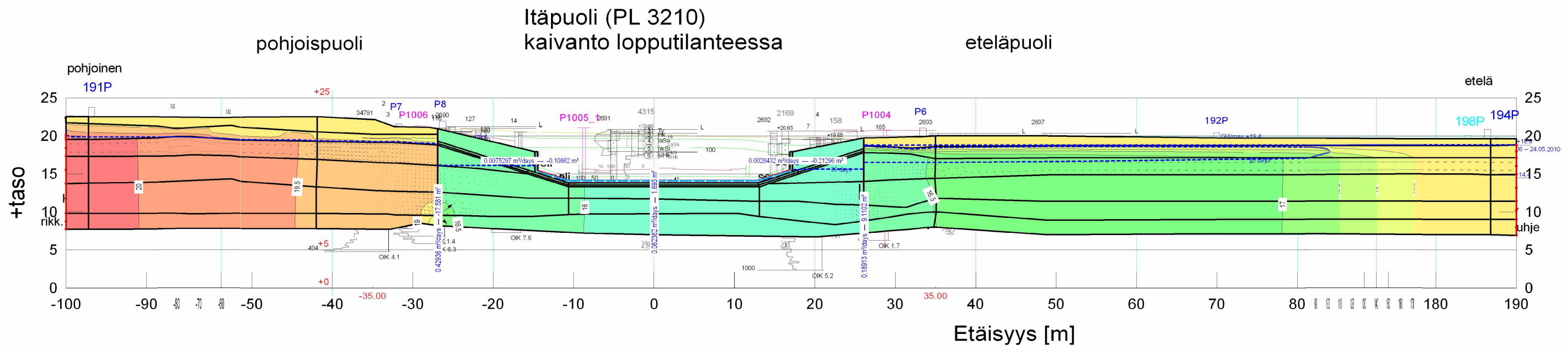
LIITE 11. Suotovirtauslaskelmat SVL1, lopullinen tilanne ponttiseiniä kanssa



Lopullinen tilanne: 5 d kuluttua laskentatapauksessa SVL1

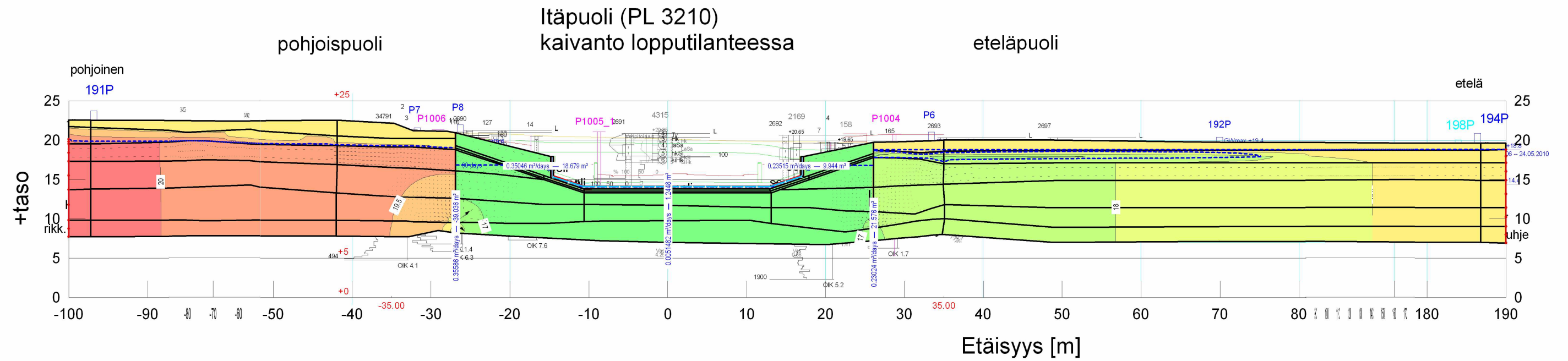


Lopullinen tilanne: 14 d kuluttua laskentatapauksessa SVL1

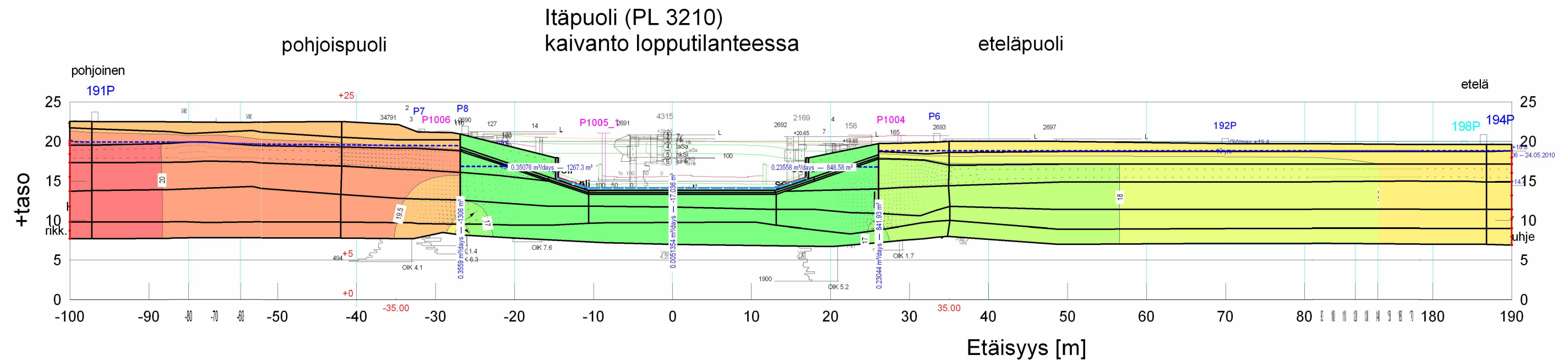


Lopullinen tilanne: 1 kk kuluttua laskentatapauksessa SVL1

LIITE 11. jatkuu...

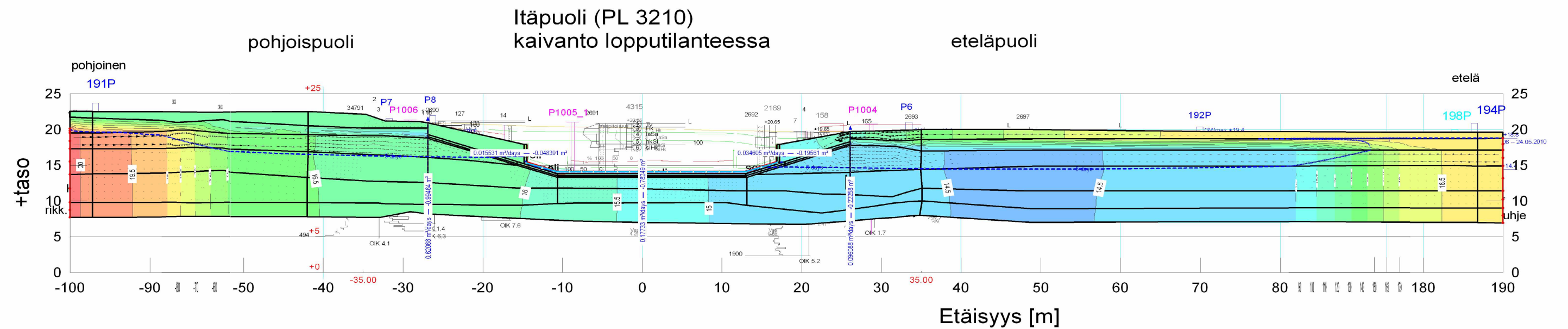


Lopullinen tilanne: 3 kk kuluttua laskentatapauksessa SVL1

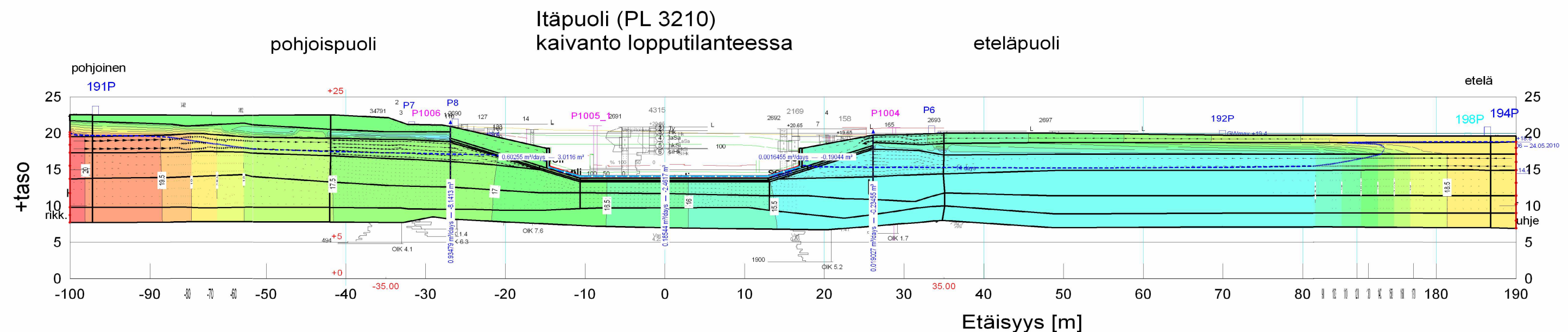


Lopullinen tilanne: 10 vuoden kuluttua laskentatapauksessa SVL1

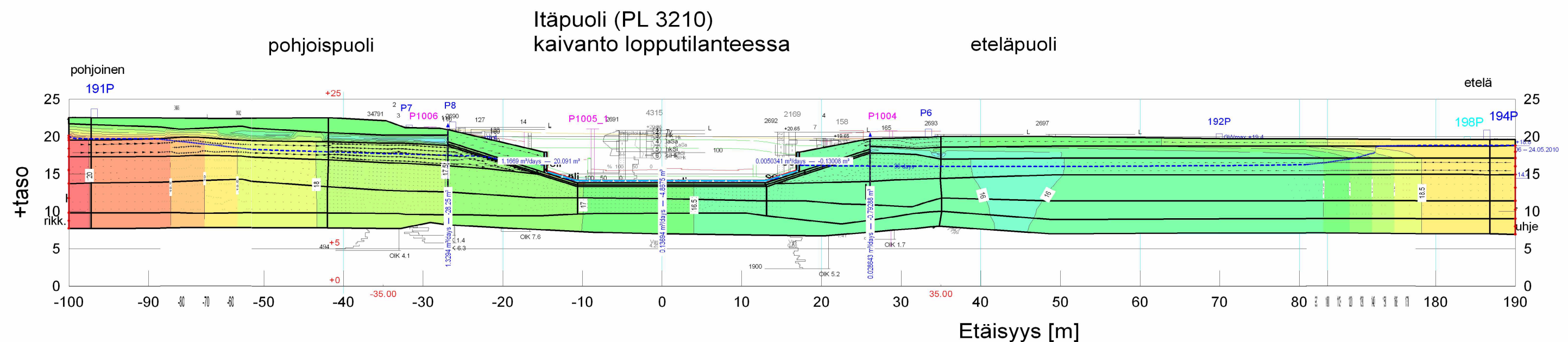
LIITE 12. Suotovirtauslaskelmat SVL1, lopullinen tilanne ilman ponttiseiniä



Lopullinen tilanne ilman ponttiseiniä: 5 d kuluttua laskentatapauksessa SVL1

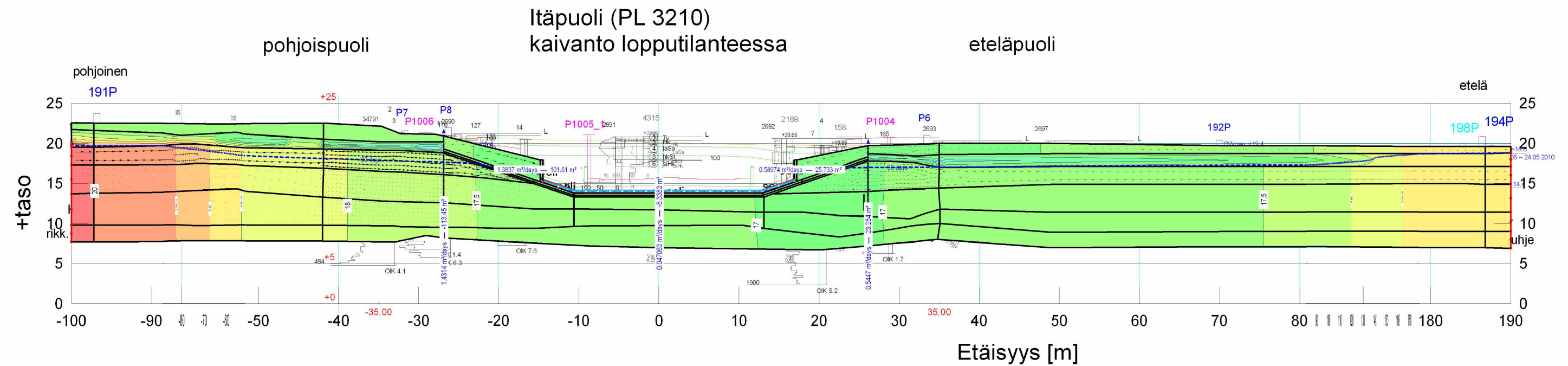


Lopullinen tilanne ilman ponttiseiniä: 14 d kuluttua laskentatapauksessa SVL1

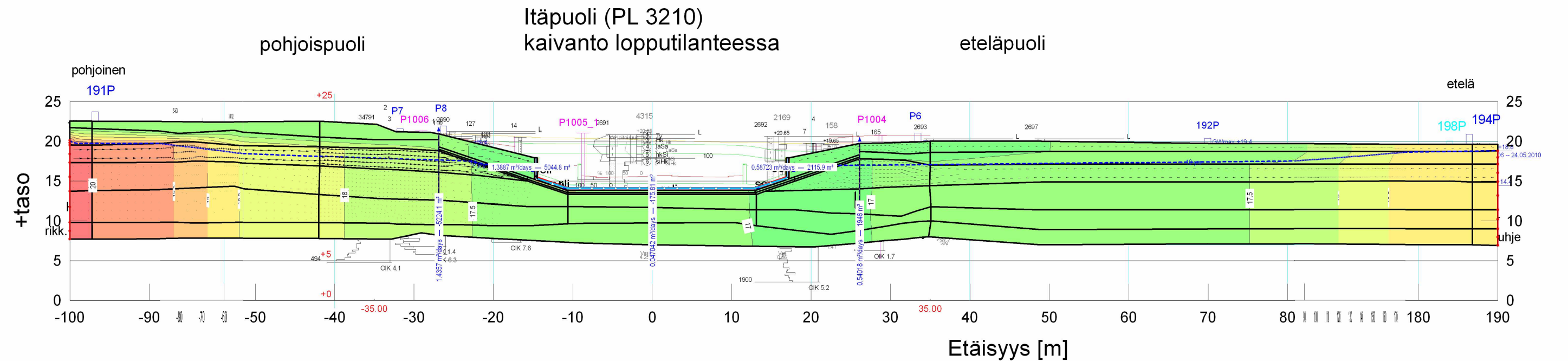


Lopullinen tilanne ilman ponttiseiniä: 1 kk kuluttua laskentatapauksessa SVL1

LIITE 12. jatkuu...

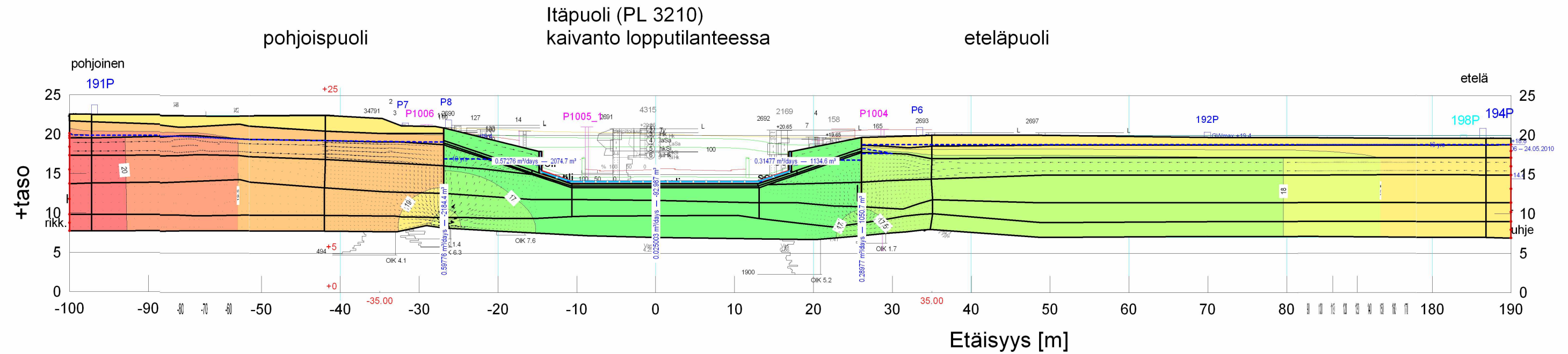


Lopullinen tilanne ilman ponttiseiniä: 3 kk kuluttua laskentatapauksessa SVL1

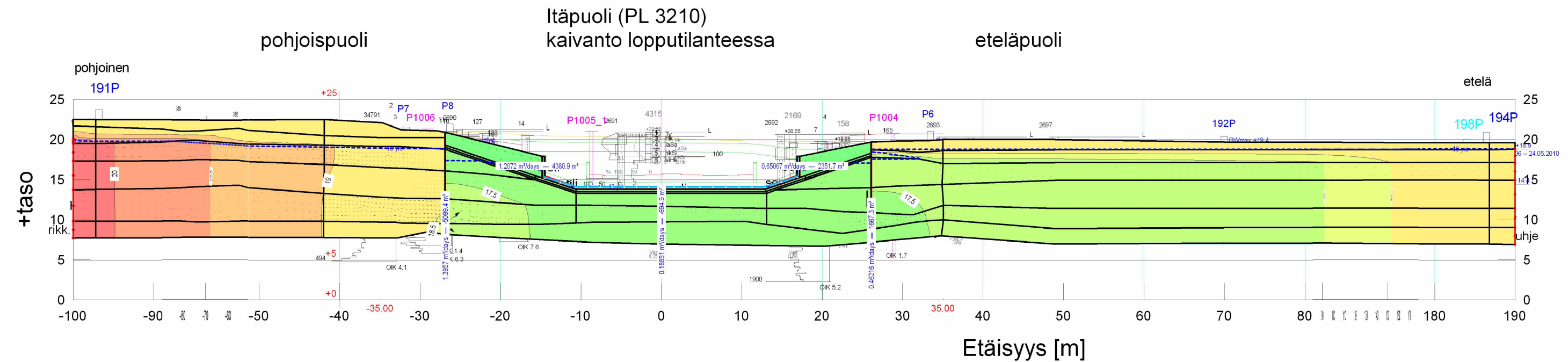


Lopullinen tilanne ilman ponttiseiniä: 10 vuoden kuluttua laskentatapauksessa SVL1

LIITE 13. Herkkyystarkastelu, suotovirtauslaskelmat SVL2 ja SVL3



Lopullinen tilanne ponttiseinien kanssa: 10 vuoden kuluttua laskentatapauksessa SVL2



Lopullinen tilanne ponttiseiniä kanssa: 10 vuoden kuluttua laskentatapauksessa SVL3

Liik
enne
vira
sto

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-635-6

www.liikennevirasto.fi